



Titre: Essais dans un aquifère à partir de stimulations dans le puits
Title:

Auteur: Marc Antoine Dufour
Author:

Date: 2009

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Dufour, M. A. (2009). Essais dans un aquifère à partir de stimulations dans le puits [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/172/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/172/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Robert Chapuis
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ESSAIS DANS UN AQUIFÈRE À PARTIR DE STIMULATIONS DANS LE
PUITS

MARC ANTOINE DUFOUR

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

NOVEMBRE 2009

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ESSAIS DANS UN AQUIFÈRE À PARTIR DE STIMULATIONS DANS LE
PUITS

présenté par : DUFOUR Marc Antoine

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dument accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SAUCIER Antoine, Ph D, président

M. CHAPUIS Robert P., DSCA, membre et directeur de recherche

M. NASTEV Miroslav, Ph D, membre

DÉDICACE

A toi, lecteur

REMERCIEMENTS

Un projet de ce type ne se réalise pas seul; plusieurs personnes m'ont aidé durant sa réalisation. Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Robert Chapuis qui m'a donné un projet ouvert, passionnant et me permettant de couvrir plusieurs aspects de l'hydrogéologie. Je le remercie aussi pour avoir pris le temps de répondre à toutes mes questions et de partager ses connaissances en hydrogéologie et sur d'autres sujets. J'espère juste me souvenir de tous ces précieux conseils le jour où j'en aurai besoin.

Je remercie aussi Manon Latour, Lyne Lavoie et Julie Dallaire, pour avoir passé du temps à répondre à mes questions administratives, pour m'avoir aidé et soutenu dans mes démarches et surtout pour leur gentillesse, à tout moment de la journée.

Merci aux deux techniciens de l'extrême, qui ont su m'aider, me guider et m'empêcher de détruire le matériel du laboratoire par leurs conseils et leur suivi. Je remercie particulièrement Noura pour sa patience, pour m'avoir accompagné plusieurs fois sur le terrain, et pour son calme, même dans les situations de stress (mon avion décolle dans 1h...mais non c'est bon j'ai le temps), et Nicolas, pour avoir ri après que je lui ai caché son lunch pour la 17^{ème} fois de l'année, fin mars.

Je tiens aussi à remercier tous les gens du laboratoire qui m'ont accompagné et supporté pendant mes 2 années au Québec (l'ordre des distinctions est purement aléatoire et il n'y faut voir aucun ordre de préférence. Le but des présents remerciements n'est pas de froisser l'égo de chacun. Même s'il faut bien l'avouer, je n'aime pas tout le monde autant). Tout d'abord, je voudrai remercier tout le monde pour avoir fait l'effort de rire à mes blagues, même si certains ont préféré déserté le laboratoire pour ne plus avoir à les supporter. Merci à Simon, pour m'avoir maintenu dans le droit chemin hydrogéologique, pour m'avoir apporté son expérience et son intelligence pour répondre à mes questions existentielles (au fait Simon, c'est quoi déjà la formule de u?) et pour avoir pris du temps pour corriger mes fautes d'orthographe en français et en anglais; merci à Lincar, mon père rationnel, pour m'avoir ouvert les yeux et enlevé mes œillères sur moult sujets, m'avoir donné des bons conseils, que je n'ai pas suivis (pour finir par me rendre compte qu'il avait raison) et pour nos longs débats sur hattrick, pendant lesquels on se demandait si changer d'entraînement devenait une question vitale; merci à Thomas, pour sa rationalité irréaliste et pour nos débats que personne n'a jamais compris, pour avoir osé confronter ses idées aux miennes, et pour avoir testé mon ouverture d'esprit par ses suggestions en matière de jeux vidéo, de musique

et de films; merci à Éric et Bruno pour leurs sages conseils et leur appui pendant le début de ma maîtrise, pour avoir su me guider sur le chemin de la réussite et me permettre d'éviter certains obstacles; merci à François, pour avoir titillé ma curiosité de maudits français et m'avoir donné envie de profiter pleinement du Québec, de sa richesse, de sa culture, et de sa bière; merci à Fanfan, pour être encore plus dans la lune que moi, pour m'avoir épaulé dans les moments de doute où mon projet stagnait et où l'envie me manquait; merci à Mustapha, pour avoir partagé avec moi une petite part du Maroc, ses épices, pour avoir cherché la petite bête là où des fois, il n'y en avait pas du tout; merci à Anna, pour m'avoir fait découvrir les délices de la Russie (ah, oui, finalement, la vodka, ça passe tout seul); merci à Faustin, pour avoir fourni la question existentielle sans en donner la réponse (bon, Faustin, sérieusement, t'as quel âge?); merci à Géraldine pour avoir pendant longtemps apporté une bonne touche de féminité dans le monde de geek du laboratoire informatique; merci à Vincent, le cosignataire du V, pour avoir été le pilier immuable du laboratoire et pour avoir été là à la fois pour organiser consciencieusement les 5 à 7, les rencontres de la chaire, des barbecues et merci aux stagiaires, Antoine, Séverin, Mireya, Sandrine, Papy, Éric, Manon, Bastien pour avoir remis de la vie dans le laboratoire pendant la période d'intense baisse de régime de l'été, d'avoir participé activement aux longs débats journaliers, et d'avoir été des étudiants dociles pour réaliser les basses œuvres de leurs référents.

Merci à mes parents, mon petit frère, pour m'avoir soutenu sans faille pour m'avoir toujours écouté me lamenter, même s'ils n'ont jamais vraiment compris ce que je faisais. Merci à Stomy, Vince, John, Max, Damien, mes frères d'armes de tous les jours, pour l'ambiance qu'ils ont réussi à mettre sur ma boîte mail, pour leur patience quand je ne donnais pas de nouvelles pendant de longues semaines, pour avoir un humour incompréhensible pour les non initiés, et pour m'avoir guidé quand l'ampoule au bout du tunnel était grillée. Et finalement parce qu'on garde toujours le meilleur pour la fin, un immense merci à Claire, miss artichaut, pour tout, parce qu'il y a rien de plus à dire.

RÉSUMÉ

La gestion de l'eau des eaux souterraines nécessite de connaître précisément les caractéristiques (la transmissivité et l'emmagasinement) de l'aquifère qui la contient. Aujourd'hui, seuls les essais de pompage sont fréquemment utilisés afin d'obtenir ces valeurs sur une grande échelle. Ils nécessitent la mise en place d'un puits et de plusieurs piézomètres, l'utilisation d'une pompe et un délai de réalisation parfois long. Des méthodes existent afin de traiter les variations du rabattement, mais elles concernent des cas idéaux, en considérant par exemple que le diamètre des piézomètres et du puits est nul. De plus, il serait intéressant de développer une autre méthode, indépendante des essais de pompage, afin d'évaluer les paramètres de l'aquifère. Le présent mémoire se penche donc à la fois sur l'étude de l'influence des tuyaux lors d'essai de pompage, et la mise en place, via une analyse numérique, d'essais de propagation d'une onde de pression sinusoïdale.

Des études ont montré que les piézomètres et le puits influencent l'évolution du rabattement mesuré due à l'eau qui y est initialement stockée, à leur temps de réponse. Les méthodes conventionnelles d'analyse du rabattement (Theis, Cooper Jacob) donnent alors des valeurs d'emmagasinement supérieures et de transmissivité inférieures aux valeurs réelles. Des méthodes ont été développées afin de tenir compte de ces phénomènes, mais jamais en étudiant leur influence conjointe.

Deux campagnes d'essais de pompage ont été menées sur un site instrumenté. Pour chaque campagne deux essais ont été menés : l'un sans obturateur, le second avec obturateur. Les obturateurs sont des tubes pleins, utilisés pour les essais de choc hydraulique par exemple, qui permettent d'isoler les piézomètres de la pression atmosphérique, et que les variations de pression dans l'aquifère soit reflétées par une variation de pression dans le piézomètre. Les résultats des essais avec et sans obturateur ont été comparés et montrent une nette différence dans le comportement du rabattement. L'analyse montre que les transmissivités déterminées par les deux essais sont proches, alors que les emmagasineurs sont différents. De plus, ils évoluent tous les deux en fonction de la distance au puits. Ainsi les transmissivités sont plus faibles proches du puits, alors que l'emmagasinement est plus élevé, ce qui est plus marqué dans le cas sans obturateur qu'avec obturateurs. On retrouve alors l'influence du temps de réponse des piézomètres, qui influencent principalement la valeur de la transmissivité, et celle de l'emmagasinement des tuyaux, qui influence la valeur de l'emmagasinement, les obturateurs

permettant de limiter cette dernière. Quant au temps de retard, il est en grande partie dû au fait que les piézomètres ne sont pas crépinés sur toute leur hauteur.

Un modèle numérique a été mis en place sur SEEP afin d'analyser les essais terrains et modéliser l'influence des paramètres sur les résultats. Trois séries de simulations ont été réalisées : l'une en ne considérant ni le temps de retard, ni l'emménagement des tuyaux, la seconde, en considérant uniquement l'emménagement des tuyaux, et la troisième en considérant les deux phénomènes. Les résultats montrent qu'il est possible seulement dans le cas considérant les deux phénomènes, d'obtenir des courbes similaires à celles des essais terrains et d'ainsi créer un modèle correspondant à la situation in situ.

En complément des essais de pompage, il est possible d'utiliser des essais de propagation d'une onde sinusoïdale. Ils sont basés sur l'étude de la variation de la charge dans les piézomètres, induite par une onde d'amplitude et de phase connue. Ces méthodes ont été initialement utilisées dans les aquifères côtiers, en utilisant la marée comme source du signal. De nombreuses solutions théoriques existent pour différentes configurations de système côtier. Par extension, en appliquant un signal de caractéristiques connues dans un puits, on peut obtenir les valeurs des paramètres de l'aquifère, en utilisant une solution théorique, la variation d'amplitude et celle du déphasage.

Une solution analytique considérant un aquifère à nappe captive, tenant compte du rayon du puits de pompage, a été utilisée comme base de l'étude numérique. Différentes configurations ont été étudiées, afin d'évaluer l'influence de la conductivité hydraulique et de l'emménagement de l'aquifère, et celle des paramètres de l'onde d'entrée. De plus, deux méthodes ont été développées afin d'obtenir une valeur de la diffusivité de l'aquifère à partir des essais terrains. La première, graphique, permet de valider le choix des paramètres de l'onde dans le puits et d'estimer rapidement la diffusivité, alors que la seconde, numérique, permet de calculer la diffusivité à partir de l'amplitude ou du déphasage.

Cette analyse a été étendue à deux cas plus réalistes : le système d'aquifère et l'aquifère en pente. Le premier cas montre que les aquitards entourant la couche à nappe captive étudiée ont une grande influence sur la propagation de l'onde et doivent être pris en compte pendant l'analyse. Le second cas montre que dans la couche à nappe captive, l'onde garde le même comportement sur toute sa hauteur, et qu'il est juste nécessaire de faire attention à l'endroit où se situe la limite entre les deux couches.

ABSTRACT

The management of groundwater implies to know precisely the characteristics (transmissivity and storage) of the aquifer. They require the establishment of a well and several piezometers, the use of a pump and last sometimes for a very long time. Methods exist to treat the variations of the hydraulic head, but they relate to ideal cases, considering for example that the diameter of the piezometers and well is zero. Moreover, it would be interesting to develop another method, independent of pumping tests to assess the parameters of the aquifer. This submission therefore focuses on both the study of the influence of pipe during pumping tests, and the establishment, through a numerical analysis, of a test using the propagation of a sinusoidal pressure wave.

Studies have shown that the piezometers and wells influence the evolution of the measured drawdown due to their storage and to their response time. The conventional methods of analysis of the drawdown (Theis, Cooper Jacob) give higher values of storage and lower values of transmissivity than the real values. Methods have been developed to take into account these two phenomena, but never by studying their combined influence.

Two pumping test campaigns were conducted on an instrumented site. For each campaign, two tests were conducted: one without packer, the second with packers. The packers are full tubes, used for hydraulic shock tests for example, which can isolate piezometers from the atmospheric pressure, and which permits the pressure variations in the aquifer to be reflected by a variation of pressure in the piezometer. The test results with and without packers were compared and show a marked difference in the behavior of the drawdown. The analysis shows that the transmissivity determined by the two tests are similar, while the storage is different. Moreover, they vary according to the distance from the well. Thus, the transmissivity is lower near the well, while the storage is higher, which is more pronounced in the case without packer than with packers. Then, the response time of the piezometers mainly affects the value of the transmissivity and the storage of the pipes influences the value of the storage, the use of packers can limit this latter effect. The response time is largely due to the fact that piezometers are not fully penetrating.

A numerical model has been implemented on SEEP to analyze the pumping tests and model the influence of the storage of the pipes and the time response on the results. Three sets of simulations were conducted: one by not considering either the delay time or the storage of the pipes, the second, by considering only the storage of the pipes, and the third by considering the

two phenomena. The results show that only in the case with the two phenomena, it is possible to obtain curves similar to those of field drawdown.

Testing wave propagation is based on the study of variation of the hydraulic head in the piezometers, induced by a wave, with known amplitude and phase shift. These methods are already used in coastal aquifers, using the tide as a source signal. Many theoretical solutions exist for different configurations of the coastal system. By extension, applying a signal of known characteristics in a well, we can obtain the parameters of the aquifer, using a theoretical solution, the variation of the amplitude and the phase shift.

An analytical solution considering a confined aquifer and taking into account the radius of the pumping well has been used as a basis for the numerical study. Different configurations were studied to assess the influence of hydraulic conductivity and storage of the aquifer, and of the parameters of the input wave. In addition, two methods have been developed to obtain a value for the diffusivity of the aquifer from field data. The first, which is a graphical method, validates the choice of parameters of the wave in the well and quickly estimates the diffusivity, while the second which is numeral calculates the diffusivity from the amplitude or phase shift.

This analysis was extended to two more realistic cases: aquifer system and sloped aquifer. The first case shows that aquitards surrounding studied confined aquifer layer have a great influence on the wave propagation and must be taken into account during analysis. The second case shows that in the confined aquifer layer, the wave keeps the same behavior over its entire height, and it is just necessary to pay attention to where the boundary lies between two layers.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ.....	vi
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIÈRES	x
LISTE DES FIGURES.....	xiv
LISTE DES TABLEAUX.....	xix
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	3
1.1 Écoulement d'eau dans les sols	3
1.1.1 Propriétés des aquifères.....	3
1.1.2 La charge hydraulique.....	5
1.1.3 Équations de l'écoulement	6
1.1.4 Les essais hydrauliques	8
1.1.4.1 Exposé du problème	9
1.1.4.2 Classification des essais en aquifère	9
1.1.4.3 Méthode d'interprétation des essais	10
1.2 Influence des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage	14
1.2.1 Puits à grand diamètre	15
1.2.2 Prise en compte des piézomètres.....	19
1.2.3 Prise en compte du temps de réaction des piézomètres	21
1.3 Propagation d'une onde de pression sinusoïdale.....	24
1.3.1 État des connaissances	25
1.3.1.1 Le cas de la marée	25
1.3.1.2 Premières études.....	25

1.3.1.3	Prise en compte de la marée lors d'essai de pompage	30
1.3.1.4	Cas général d'un aquifère côtier.....	32
1.3.1.5	Extension de l'analyse de la marée	38
1.3.2	Autres ondes naturelles	40
1.3.3	Étude des aquifères à partir d'ondes forcées	42
1.3.3.1	Étude théorique de la propagation dans une nappe captive	42
1.3.3.2	Cas d'un aquifère composite	45
1.3.3.3	Étude expérimentale dans un aquifère	47
CHAPITRE 2 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE		51
2.1	Critique de la revue de littérature	51
2.1.1	Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage	51
2.1.2	Propagation d'onde	52
2.2	Objectifs de l'étude	53
2.2.1	Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage	53
2.2.2	Propagation d'onde	53
2.3	Méthodologie	54
2.3.1	Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage	54
2.3.2	Propagation d'onde	54
CHAPITRE 3 EFFET DU TEMPS DE RÉPONSE ET DE L'EMMAGASINEMENT DES TUYAUX SUR LA DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'UN AQUIFÈRE		56
3.1	Interprétation des essais	57
3.1.1	Vérifications préliminaires	57
3.1.2	Analyse par la méthode de Cooper Jacob	61
3.1.3	Analyse par la méthode de Theis	69
3.1.4	Analyse par la méthode du rabattement en fonction de la distance	73
3.1.5	Analyse par la méthode de Singh	76

3.1.6 Comparaison des résultats	78
3.2 Utilisation des méthodes graphiques	80
3.3 Conclusion sur les essais de pompage.....	82
3.4 Analyse numérique des résultats	83
3.4.1 Présentation du modèle	84
3.4.2 Étape 1 : analyse du modèle sans obturateur et temps de retard	85
3.4.3 Étape 2 : analyse du modèle avec obturateurs sans prendre en compte le temps de retard.....	88
3.4.4 Étape 3 : analyse du modèle avec obturateurs en tenant en compte du temps de retard.....	92
CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA PROPAGATION D'UNE ONDE SINUSOÏDALE	95
4.1 Introduction	95
4.2 État des connaissances	96
4.3 Théorie	96
4.4 Modélisation numérique.....	97
4.5 Présentation des résultats	98
4.6 Phases transitoire et stationnaire	100
4.7 Variations en fonction de la diffusivité	102
4.8 Évolution du comportement en fonction des paramètres	104
4.9 Détermination graphique de la diffusivité.....	106
4.10 Inversion des équations	108
4.11 Conclusion.....	109
4.12 Compléments sur l'article	110
4.12.1 Présentation du programme.....	110
CHAPITRE 5 AUTRES CONFIGURATIONS D'AQUIFÈRE.....	113
5.1 Système d'aquifère	113

5.1.1 Études paramétriques	121
5.1.2 Recommandation.....	132
5.2 Étude d'un aquifère en pente.....	133
CONCLUSION	139
BIBLIOGRAPHIE	144

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Courbe caractéristique de Theis (1935).....	13
Figure 1-2 : Situation de l'étude de Cooper et Papadopoulos (1967).....	16
Figure 1-3 : Courbes types pour le rabattement dans un puits à grand diamètre (Papadopoulos et Cooper (1967))	17
Figure 1-4 : Modification de la méthode de Papadopoulos par Rushton (1983)	18
Figure 1-5 : Rapport $S_{\text{test}}/S_{\text{piézo}}$ en fonction de $\log r$ pour des essais dans des aquifères à nappe captive (Chapuis et Chenaf, 2003)	20
Figure 1-6 : Courbe Type de la fonction de $W(u)$ modifiée pour différentes valeurs de β (Black et Kipp, 1977)	22
Figure 1-7 : Schéma d'un aquifère limité communiquant avec la mer (De Cazenove (1971)).....	27
Figure 1-8 : Schéma de l'aquifère côtier considéré (Razack et al. 1980)	28
Figure 1-9 : Comparaison des résultats en fonction du cas considéré (Razack et al. (1980)).....	30
Figure 1-10 : Test de pompage dans un aquifère influencé par la marée.....	31
Figure 1-11 : Schéma général du système côtier Xia Y. et al. (2007)	32
Figure 1-12 : Variation de C_e et de ϕ pour $aL=0.1$ (Xia Y. et al. 2007).....	37
Figure 1-13 : Variation de C_e et de ϕ pour $aL=1$ (Xia Y. et al. (2007))	37
Figure 1-14 : Schéma du système influencé par les variations de pression de l'air	41
Figure 1-15 : Variation de la phase et de l'amplitude dans l'aquifère en fonction de L^2S/TP avec $r_0/L=0.01$ (Towley 1995).....	44
Figure 1-16 : Amplitude et déphasage en $r=L$ en fonction de b_2 (Towley 1995).....	44
Figure 1-17 : Schéma explication du système composé de N aquifères (Treffy 1999)	45
Figure 1-18 : Profil du massif et des 3 aquifères (Rasmussen et al (2003))	47
Figure 1-19 : Résultats obtenus pour les 3 aquifères (Rasmussen et al. 2003)	49
Figure 1-20 : Comparaison des résultats obtenus par test conventionnel et test sinusoïdal.....	50
Figure 3-1 : plan de la situation autour du puits à Sorel	56
Figure 3-2 : Évolution de la pression barométrique pendant la première campagne d'essai	58

Figure 3.3 : Évolution de la pression barométrique pendant la deuxième campagne d'essai	58
Figure 3-4 : Variation de la pression d'eau dans un piézomètre, loin de l'essai de pompage	59
Figure 3-5 : Comparaison des rabattements mesurés manuellement et ceux mesurés par les capteurs de pression	60
Figure 3-6 : Analyse par la méthode de Cooper Jacob pour un piézomètre situé à $r=1\text{m}$ pour le pompage 1	62
Figure 3-7 : Emmagasinement en fonction de la distance au puits par la méthode de Cooper-Jacob.....	65
Figure 3-8 : Exemple d'analyse par Cooper Jacob pour deux rayons différents ((15,44) et (21,45)).....	66
Figure 3-9 : Transmissivité en fonction de la distance au puits par la méthode de Cooper-Jacob	67
Figure 3-10 : Rabattement en fonction de t/r^2 pour les piézomètres sans obturateur et avec obturateur pour la campagne 2	68
Figure 3-11 : Détermination de l'emmagasinement et de la transmissivité dans un piézomètre avec obturateur grâce au logiciel aquifertest.....	69
Figure 3-12 : Détermination de l'emmagasinement et de la transmissivité dans un piézomètre sans obturateur grâce au logiciel aquifertest	70
Figure 3-13 : Transmissivité en fonction de la distance au puits pour la campagne 2, par la méthode de Theis	72
Figure 3-14 : Emmagasinement en fonction de la distance au puits par la méthode de Theis	73
Figure 3-15 : Transmissivité, obtenue par la méthode du rabattement en fonction de la distance, en fonction du temps de la mesure	74
Figure 3-16 : Emmagasinement, obtenu par la méthode du rabattement en fonction de la distance, en fonction du temps de la mesure	75
Figure 3-17 : Évolution de la transmissivité en fonction de la distance au puits.....	76
Figure 3-18 : Évolution de l'emmagasinement en fonction de la distance au puits.....	77
Figure 3-19 : Comparaison de l'emmagasinement théorique et expérimental en fonction de la distance au puits	79
Figure 3-20 : Comparaison des valeurs de transmissivité obtenue par les différentes méthodes ..	80
Figure 3-21 : Courbe type proposée par Malama et Barrash (2008).....	81

Figure 3-22 : Modèle simplifié de l'aquifère de Sorel.....	84
Figure 3-23 : Représentation simplifiée d'un piézomètre dans le modèle.....	85
Figure 3-24 : Résultats in situ et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1.....	86
Figure 3-25 : Résultats in situ et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2.....	87
Figure 3-26 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux	89
Figure 3-27 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux	90
Figure 3-28 : Évolution de rabattement en fonction du temps depuis le début du pompage lorsque l'emmagasinement des piézomètres varie	91
Figure 3-29 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux et du temps de retard.....	93
Figure 3-30 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux et du temps de retard.....	93
Figure 4.1 : Maillage utilisé dans le modèle et détail de la zone autour du puits	98
Figure 4-2 : Évolution de la charge en fonction du temps	99
Figure 4.3 : Évolution de l'amplitude en fonction de la distance au puits.....	99
Figure 4-4 : Différence de rabattement pour les premières périodes	101
Figure 4-5 : Évolution du rapport d'amplitude en fonction de la distance au puits.....	103
Figure 4-6 : Évolution du déphasage en fonction de la distance au puits	103
Figure 4-7 : Évolution de la charge dans l'aquifère pour $t_0 = 300$ s et $h_0 = 1$ m	104
Figure 4-8 : Évolution de la charge dans l'aquifère pour $D = 12.5$ m ² /s et $t_0 = 300$ s.....	105
Figure 4-9 : Variation du rapport d'amplitude maximale pour $D = 12.5$ m ² /s en fonction de la distance.....	106
Figure 4-10 : Détermination graphique de la diffusivité à partir du taux d'atténuation	107

Figure 4.11 : Détermination graphique de la diffusivité en utilisant le déphasage dans les piézomètres, pour plusieurs distances au puits.....	108
Figure 5.1 : Maillage dans le cas d'un système d'aquifère	114
Figure 5-2 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche du dessous pour $x=1, 10, 28\text{m}$ et $y=0$ et 5m	115
Figure 5-3 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche centrale pour $x=1$ et 10m et pour $y=0, 0.3, 0.6, 1\text{m}$	116
Figure 5-4 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche du dessus pour $x=1$ et 10m et pour $y=1$ et 4m	117
Figure 5-5 : Évolution de l'amplitude à 1m en fonction de la distance verticale dans le système à 4 moments d'une même période.....	118
Figure 5-6 : Comparaison du cas du système d'aquifère et du cas d'un aquifère simple	119
Figure 5-7 : Évolution de l'amplitude et du déphasage en fonction de la distance au puits.....	120
Figure 5-8 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 3 séries dans la couche du bas	123
Figure 5-9 : Évolution de l'onde en fonction du temps dans la couche du bas, lorsque Kint varie	124
Figure 5-10 : Évolution de l'onde en fonction du temps dans la couche centrale, proche de la couche inférieure $(10,0.025)$ et au centre $(10,0.5)$	125
Figure 5-11 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 séries dans la couche du haut.....	126
Figure 5-12 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 séries dans la couche du bas	128
Figure 5-13 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 cas dans la couche du haut.....	130
Figure 5-14 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 2 cas dans la couche du bas	131
Figure 5-15 : Modèle de l'aquifère en pente en entier.....	133
Figure 5-16 : Focus sur la partie en pente	134
Figure 5-17 : Évolution de la charge en fonction de la profondeur en $x=1\text{m}$	136
Figure 5-18 : Évolution de l'onde au niveau de la limite entre les deux couches en $y=-0.5\text{m}$	137

Figure 5-19 : Comparaison de la propagation de l'onde à 10m du puits, entre les cas en pente et horizontal.....	138
--	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Tableau des résultats dans le cas de la nappe captive	29
Tableau 1-2 : Présentation de différentes configurations de propagation d'une onde de marée	39
Tableau 3-1 : Comparaison des hauteurs d'eau au dessus des obturateurs lors de la campagne 2.61	
Tableau 3-2 : Résultats des essais de pompage pour les 2 campagnes, obtenus par la méthode de Cooper-Jacob	64
Tableau 3-3 : Résultats des essais de pompage pour les 2 campagnes, obtenus par la méthode de Theis	71
Tableau 3-4 : Évolution des valeurs de transmissivité et d'emmagasinement calculé sous SEEP lors que $S_{\text{piézomètre}}$ varie.....	92
Tableau 4-1 : Nombre de périodes nécessaire pour atteindre l'état stationnaire en fonction de la distance au puits et du facteur Dt_0	102
Tableau 5-1. Paramètres des différentes couches utilisées pour l'exemple	115
Tableau 5-2 : Valeurs des paramètres des couches pour l'étude sur la conductivité hydraulique de la couche centrale	122
Tableau 5-3 : Valeurs des paramètres des couches pour l'étude sur l'emmagasinement spécifique de la couche centrale.....	127
Tableau 5-4 : Configuration de la pente.....	134
Tableau 5-5 : Configuration du maillage	135
Tableau 5-6 : Paramètres des aquifères	135

INTRODUCTION

Les aquifères s'étendent souvent sur de grandes surfaces (plusieurs hectares à plusieurs centaines de km²), dont les caractéristiques sont connues en majorité à partir d'essai de pompage. Les essais hydrauliques permettent d'obtenir une valeur moyenne des paramètres de l'aquifère, grâce à l'installation d'un puits de pompage et de piézomètres. On mesure alors le rabattement provoqué par un pompage dans le puits, dans les piézomètres. Cependant la mise en place de ces tuyaux dans le sol perturbe le milieu naturel, ce qui risque de donner des valeurs des paramètres erronées. Il est alors nécessaire de déterminer des méthodes permettant de limiter ou d'estimer cette influence.

D'autres essais permettent d'obtenir les paramètres d'un aquifère sur de grandes surfaces. Il s'agit par exemple de la propagation d'onde, déjà utilisée en thermique via l'équation de la chaleur introduite par Fourier. Le principe est alors, à partir d'une onde, naturelle ou forcée de caractéristiques connues, de mesurer son évolution lorsqu'elle se propage dans le milieu. À partir de solutions théoriques, il est alors possible d'obtenir ces paramètres (transmissivité et emmagasinement dans le cas d'un aquifère).

Ce présent mémoire vise l'établissement des caractéristiques principales d'essais réalisés sur de grandes échelles. Pour cela, deux étapes ont été nécessaires.

La première consiste en deux campagnes d'essais de pompage menées sur un site instrumenté, et l'interprétation des données à partir des méthodes usuelles. L'objectif de cette partie est d'évaluer l'influence de la présence des piézomètres et du puits sur la mesure de la charge de l'aquifère, via deux phénomènes : leur emmagasinement spécifique et le temps de retard. Ces deux phénomènes ont déjà été étudiés séparément mais leur influence conjointe sur les résultats d'un essai de pompage n'a pas encore été évaluée. Pour limiter l'effet de ces phénomènes, on propose d'utiliser des obturateurs dans le puits et les piézomètres.

La seconde consiste en la mise en place d'essais sinusoïdaux via plusieurs séries de simulation menées dans différentes configurations, en nappe captive. Plusieurs études se retrouvent sur la propagation d'ondes naturelles telles que la marée (De Cazenove 1971, Xia Y et al. 2007 par exemple), mais peu sur les ondes forcées. C'est pourquoi le présent travail étend ces études afin d'évaluer l'influence des paramètres de l'onde et de ceux de l'aquifère sur la propagation de

l'onde à partir d'un puits et de proposer des conditions d'utilisation de ce type d'essai. Une solution théorique dans le cas d'une nappe captive simple sera utilisée afin de proposer une méthode analytique de la détermination de la diffusivité, méthode qui sera étendue au cas d'aquifère composite.

Le mémoire se divise en plusieurs parties. Une première consiste en une présentation des bases fondamentales de l'écoulement de l'eau dans le sol, les équations qui le régissent et les principales méthodes d'interprétation des essais de pompage, ainsi qu'une revue de littérature sur la prise en compte de l'emmagasinement et du temps de retard lors d'analyse d'essais de pompage et sur les essais de propagation d'onde, principalement au sujet de la marée. La partie suivante présente la démarche de l'ensemble du travail de recherche. Ensuite, suivent les parties sur deux campagnes d'essais de pompage, leur interprétation et la modélisation des ces essais sous SEEP, puis l'article proposé à la conférence canadienne de géotechnique d'Halifax sur la propagation d'une onde sinusoïdale dans une couche de nappe captive à partir d'un puits et l'étude de la propagation d'onde dans deux cas différents : le système d'aquifère et l'aquifère en pente, et établit des bases d'études pour déterminer les paramètres de l'aquifère à partir d'essais sinusoïdaux forcés. La dernière partie est une discussion générale sur le projet, en regard des articles de la revue de littérature.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 Écoulement d'eau dans les sols

Un aquifère est une formation saturée au moins en partie en eau, constituée de roches perméables, de sable ou de gravier, et capable de céder des quantités importantes d'eau. Les aquifères permettent donc d'extraire de l'eau de façon économique. On appelle aquitard, une formation qui est assez perméable pour laisser percoler des quantités d'eau appréciables quand on se place à l'échelle du kilomètre carré ou plus, mais ne permet pas une exploitation économique. Les argiles, les silts et les schistes forment des aquitards. Quant à un aquiclude, il s'agit d'une unité géologique dans laquelle l'eau ne circule pas du tout. Même si cela pourrait se produire dans des roches ignées ou métamorphiques non fracturées, l'aquiclude est plus une vue de l'esprit qu'une réalité. (Chapuis 2007).

Trois types d'ensemble peuvent exister pour un aquifère :

- Si les couches entourant l'aquifère sont des aquitards, il est dit « à nappe captive ». L'aquifère est alors entièrement saturé
- Si la limite supérieure est une surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique, il s'agit d'un aquifère à nappe libre
- Si les aquitards constituant les limites des aquifères à nappe libre et à nappe captive apportent une contribution non négligeable, ils sont dits « semi-perméables ». On a alors des aquifères semi-libres ou semi-captifs.

1.1.1 Propriétés des aquifères

Afin de définir et de caractériser les écoulements dans les aquifères, il est nécessaire d'introduire une série de paramètres. Il s'agit :

- de l'épaisseur de l'aquifère, $b[m]$

- de la conductivité hydraulique : $k[m/s]$ mesure la capacité de l'aquifère à conduire l'eau. Dans le cas où l'écoulement n'est pas horizontal, il est important de définir une conductivité hydraulique équivalente dans la direction d'écoulement. Elle dépend des propriétés du milieu poreux (porosité, tortuosité) et des propriétés du fluide (densité, viscosité)
- la transmissivité $[m^2/s]$: égale à kb , si k est homogène selon l'épaisseur de la couche, ou égale à $\int k dz$.
- la perméabilité $[m^2]$: caractérise l'écoulement à partir des propriétés du fluide :

$$K = k \frac{\rho_w g}{\mu_w}$$
avec μ_w est la viscosité de l'eau $[Pa.s]$, ρ_w la masse volumique de l'eau $[kg.m^{-3}]$ et g l'accélération de la pesanteur
- le coefficient d'emmagasinement (S) : indique la quantité d'eau du sol évacuée par le stockage due à une unité de dépressurisation d'un aquifère confiné. La valeur de S est plus petite dans un aquifère à nappe captive (de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-3}), alors qu'elle est égale à la porosité efficace dans un aquifère à nappe libre (de l'ordre de 1 à 30%). L'emmagasinement spécifique (S_s) est défini comme étant le rapport de S sur l'épaisseur de l'aquifère. Il est uniquement défini dans un aquifère à nappe captive.
- La drainance $[1/s]$: c'est le paramètre gérant l'écoulement d'eau à travers un aquitard. Elle est égale au rapport de la conductivité hydraulique verticale de l'aquitard sur son épaisseur ($k_v/b_{aquitard}$)
- La diffusivité $D[m^2/s] = (T/S)$
- Facteur de drainance $B = (Tb_{aquitard}/k_v)^{1/2}$: paramètre régissant le flux d'eau à travers un aquitard adjacent à un aquifère.

Ainsi, en zone saturée, le coefficient d'emmagasinement quantifie le volume d'eau stocké dans le réservoir et éventuellement disponible à l'exploitation, et la transmissivité exprime la productivité de l'aquifère.

1.1.2 La charge hydraulique

La charge hydraulique est le paramètre qui gère l'écoulement dans le sol. Elle représente un potentiel d'écoulement, c'est à dire l'énergie par unité de masse requise pour déplacer un fluide entre deux points d'un système d'écoulement. C'est l'équation de Bernoulli (1738) qui permet de définir la charge :

$$h = \frac{v^2}{2} + gz + \int_{P_0}^P \frac{dP}{\rho(P)} \quad (1.1)$$

Dans la mesure où les changements de pression dans le système étudié n'entraînent pas de variation de densité, l'eau peut être supposée incompressible et l'équation devient alors

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (1.2)$$

Où z est l'élévation, u est la pression de l'eau relativement à la pression atmosphérique (=P dite interstitielle dans un milieu poreux), γ_w est le poids volumique de l'eau (environ 9.8kN/m³), v la vitesse du fluide par rapport au solide qui la contient, et g la gravitation terrestre (environ 9.8m/s²).

Lors de l'écoulement en milieu poreux, la vitesse du fluide est faible, de sorte que l'énergie cinétique peut être négligée relativement aux autres énergies du fluide. Ainsi, la charge est la somme de la composante de pression et de la composante d'élévation.

La charge hydraulique ne peut être mesurée directement, et il faut alors déterminer chacun des deux termes séparément. La pression du fluide est mesurée par la hauteur de remontée de l'eau dans un piézomètre (charge de pression, $h_p = u/\gamma_w$). On mesure alors la pression d'eau exercée à sa base. C'est une pression relative, c'est-à-dire mesurée par rapport à la pression atmosphérique. Quant au niveau de référence pour la charge d'élévation z , il peut être défini arbitrairement, sauf en nappe libre, où on choisit la base de la couche. Généralement, ce niveau est choisi suffisamment bas pour s'assurer que toutes les charges d'élévation aient une valeur positive.

L'écoulement se produit de la zone de forte charge hydraulique vers la zone de faible charge hydraulique. Il est essentiel de définir la pression et le niveau de référence afin d'obtenir la

différence de charge entre les piézomètres d'un champ. Lorsque la charge hydraulique est constante dans une zone, il n'y a pas d'écoulement souterrain. Cette zone est appelée équipotentielle.

Lors d'essais de pompage, on mesure le rabattement, c'est-à-dire la différence entre la charge hydraulique initiale et la charge hydraulique actuelle. En interprétant les valeurs de rabattement sur la zone, il est alors possible de déterminer les paramètres d'un aquifère.

1.1.3 Équations de l'écoulement

A partir d'un montage au laboratoire, Darcy a pu montrer que, lors d'essais d'écoulement en une dimension, $Q[m^3/s]=kA \frac{(h_1 - h_2)}{L}$ (1.3).

Le paramètre $k[m/s]$ est la conductivité hydraulique. On peut alors définir le flux par unité de surface, q , indépendant de la surface d'écoulement par $q=Q/A$.

En généralisant l'équation de Darcy en trois dimensions, on obtient alors $q=-\underline{k}.i$, avec $i=\text{grad}[h]$. Dans ce cas, \underline{k} représente le tenseur des conductivités hydrauliques. Le signe négatif indique que le flux est positif dans la direction d'écoulement, ce qui permet de valider le fait que l'écoulement se fasse dans le sens des pertes de charges.

A partir de la loi de Darcy et de l'équation de conservation de la masse, il est ensuite possible d'obtenir l'équation de diffusion, qui décrit, dans sa forme la plus générale, le mouvement de l'eau souterraine. L'équation est souvent utilisée pour prédire un flux vers des puits, qui ont une symétrie radiale, de sorte que l'équation de flux est communément résolue avec des coordonnées polaires ou cylindriques.

Soit un écoulement transitoire en trois dimensions dans une nappe captive. On représente d'abord le cas général où la conductivité hydraulique k est anisotrope, l'aquifère et l'eau sont compressibles, (la densité de l'eau varie peu avec la pression) :

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.4)$$

Avec k_x , k_y et k_z les conductivités hydrauliques du domaine d'étude, dans les directions x , y et z et S_s , l'emmagasinement spécifique du système. Le terme de gauche représente la divergence des flux (le bilan à travers la surface d'un volume de contrôle élémentaire) qui est égale au changement d'emmagasinement en fonction du temps, représenté par le terme de droite. Pour simplifier, on peut supposer l'aquifère isotrope, l'écoulement plan et utiliser les propriétés globales de l'aquifère homogène. Dans ce cas, on a :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.5)$$

Dans une nappe libre, le problème est différent, dans la mesure où la limite supérieure est à la pression atmosphérique et l'épaisseur saturée est variable. Pour qu'il y ait un écoulement, comme la charge est équivalente à l'épaisseur saturée, il doit y avoir une différence de charge, donc une variation de l'épaisseur saturée et de la section d'écoulement. Il s'agit alors d'un problème non linéaire. Pour simplifier le problème, on suppose une épaisseur moyenne b pour tout l'aquifère (hypothèse valable si l'épaisseur saturée est grande par rapport aux gradients hydrauliques). On obtient alors l'équation :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{n_d}{kb} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.7)$$

Avec n_d , la porosité de drainage.

Dans le cas d'un écoulement radial dans une nappe captive, comme dans le cas d'un puits par exemple, l'équation différentielle est aussi à modifier. On considère alors que l'aquifère est homogène et isotrope (pas de variation de k en fonction du rayon) et qu'il est semi-infini (les dimensions latérales excèdent fortement son épaisseur). Il est possible d'établir l'équation différentielle de l'écoulement :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.8)$$

Dans le cas d'une nappe dont la recharge peut se faire par écoulement à travers un aquitard en contact avec la formation aquifère, un terme de source apparaît dans l'équation. L'écoulement à

travers l'aquitard est induit par une différence de charge hydraulique entre les surfaces supérieure et inférieure de celui ci.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k' \frac{(h_0 - h)}{b_{aquitard}} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.9)$$

Avec k' , la conductivité hydraulique de l'aquitard. L'équation précédente, ne prend pas en compte la capacité d'emmagasinement de l'aquitard. De plus, elle suppose que la réponse du système aquifère-aquitard est instantanée (un abaissement de la charge dans l'aquifère entraîne immédiatement un apport d'eau à travers l'aquitard) et que la charge h_0 dans l'aquitard demeure constante.

1.1.4 Les essais hydrauliques

Avant d'exploiter l'eau d'une nappe, il s'agit de bien étudier l'aquifère à grande échelle afin de dimensionner les ouvrages d'exploitation. L'une des solutions pour cette étude se fait sous forme d'essais de pompage : étude de l'évolution de la charge hydraulique de la nappe dans le puits et/ou dans des piézomètres proches en fonction du débit prélevé et du temps écoulé. Les équations de l'écoulement exposées précédemment montrent une dépendance de la charge vis-à-vis des paramètres de l'aquifère que l'on cherche à déterminer. Ainsi, en établissant un régime forcé dans l'aquifère et en déterminant les solutions des équations différentielles, il serait possible d'obtenir des valeurs numériques pour la conductivité hydraulique et le coefficient d'emmagasinement. Les essais hydrauliques, menés dans des puits, sont à la base de cette étude. Pour faciliter l'interprétation d'essais de pompage, il est admis quelques simplifications et hypothèses supplémentaires :

- l'aquifère est idéalement simple, c'est-à-dire :
 - homogène et isotrope
 - horizontal
 - d'extension latérale infinie
 - initialement au repos
 - d'épaisseur constante
 - capté sur toute sa hauteur

- l'eau est relâchée instantanément lors d'une baisse du niveau piézométrique.
- les conditions de pompage sont idéales, c'est-à-dire :
 - écoulement laminaire
 - pas de perturbation autour de la crépine

1.1.4.1 Exposé du problème

L'écoulement se faisant à partir d'un puits, le problème est à donc géométrie radiale. L'équation différentielle gérant le problème est celle exposée précédemment.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.10)$$

1.1.4.2 Classification des essais en aquifère

Les essais hydrauliques ont deux objectifs principaux : la détermination des paramètres de l'aquifère et vérifier le comportement du puits. Quatre types d'essai existent :

- Les essais de pompage : essais réalisés à débit constant en mesurant le rabattement dans le puits et dans des piézomètres. La caractérisation des propriétés hydrauliques de l'aquifère se fait par interprétation des données de rabattement ou de remontée du niveau de l'eau après pompage. La détermination de k et S_s se fait alors sur de grands volumes.
- Les essais de perméabilité ou essais Lefranc : essais réalisés dans un piézomètre, un puits d'observation ou encore en bout de tubage en cours de forage. Le principe de l'essai est de créer un changement brusque du niveau d'eau initialement au repos dans un tubage et d'observer sa récupération en fonction du temps jusqu'au niveau initial. Ces essais sont simples, rapides et peu coûteux mais ne permettent que la détermination de la conductivité hydraulique dans un petit volume, sans définir l'emmagasinement.
- Les essais de performance ou essais de puits : essais réalisés dans un puits d'alimentation en augmentant le débit trois ou quatre fois par paliers. Le but de ces

essais est alors de définir la capacité de production d'un puits d'alimentation en eau et de caractériser les pertes de charge au niveau du puits

- Les essais Lugeon : essais permettant la mesure de la perméabilité des roches au travers d'un forage d'essai. On obtient par cette méthode uniquement les coefficients de perméabilité ponctuels de fissure au voisinage immédiat de la cavité du forage. Le principe de l'essai consiste à injecter de l'eau sous différentes pressions croissantes (de 0 à 1MPa puis 0) dans une partie de la cavité du forage préalablement isolée à l'aide d'un ou deux obturateurs.

À la vue des essais réalisés sur le terrain, seuls les essais de pompage seront étudiés plus en détail par la suite.

1.1.4.3 Méthode d'interprétation des essais

Pour interpréter les essais de pompage, on utilise des solutions analytiques décrivant le comportement de l'aquifère lorsqu'il est soumis au pompage. Les solutions peuvent être subdivisées selon qu'elles représentent des conditions en régime permanent ou en régime transitoire. Un régime d'écoulement est dit permanent lorsque tous ses paramètres (charges, débits, vitesses,...) sont indépendants du temps. Il est dit transitoire lorsqu'au moins l'un de ses paramètres est fonction du temps.

○ Solution de Dupuit et Thiem :

En régime permanent, les solutions pour le débit, dans des aquifères à nappe libre et à nappe captive ont été déterminées par Dupuit (1863) et Thiem (1906) respectivement. L'écoulement permanent est un régime d'équilibre obtenu après une longue période de pompage lorsque la réalimentation de la nappe équivaut au débit d'extraction de l'eau. A un débit de pompage constant correspond une stabilisation du rabattement et du cône de dépression. Dans un aquifère de conductivité hydraulique k , et à partir de 2 piézomètres situés à des distances r_1 et r_2 , le débit pompé est :

$$\text{- Aquifère à nappe captive : } Q = 2\pi b k \frac{h_2 - h_1}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (1.11)$$

$$- \text{ Aquifère à nappe libre : } Q = \pi k \frac{h_1^2 - h_2^2}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (1.12) \text{ avec } h \text{ l'épaisseur saturée}$$

Les pompages en écoulement permanent sont les plus simples à interpréter et offrent des résultats précis, mais demandent une longue période de pompage souvent incompatible avec les exigences économiques (fonctionnement et immobilisation du chantier). De plus, pour permettre une interprétation correcte, il faut un rabattement significatif avec un débit continu acceptable ce que ne permettent pas tous les aquifères. A partir du débit, il est alors possible d'obtenir la conductivité hydraulique de l'aquifère :

$$- \text{ À nappe libre : } k = Q \frac{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}{\pi(H_0^2 - h_p^2)} \quad (1.13)$$

$$- \text{ À nappe captive } k = Q \frac{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}{2\pi b(H_0 - h_p)} \quad (1.14)$$

Avec R le rayon d'influence, r la distance du piézomètre au puits, H_0 l'épaisseur de la partie saturée, et h_p la hauteur d'eau dans le puits pendant le pompage. Si le champ est pourvu d'au moins deux piézomètres, on peut alors remplacer ces valeurs par les charges h_1 et h_2 mesurées dans des piézomètres à des distances r_1 et r_2 . Les charges h ne sont pas mesurées à partir du repère géodésique, mais à partir du fond imperméable, supposé horizontal, de l'aquifère à nappe libre, la charge correspondant alors à l'épaisseur saturée.

Si r désigne la distance d'un piézomètre à l'axe du puits et h sa hauteur d'eau, en portant sur un graphique semi-logarithmique les relevés des différentes valeurs de $(H_0^2 - h^2)$ en fonction de $\log r$, on doit obtenir une droite. L'intersection de cette droite avec l'axe des abscisses donne le rayon

d'action R_a et la pente $= \frac{\Delta(H_0^2 - h^2)}{\Delta \log r}$ permet de calculer k :

$$k = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \frac{\Delta \log r}{\Delta(H_0^2 - h^2)} = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \text{pente} \quad (1.15)$$

○ Essai transitoire :

Tant que le débit de réalimentation n'est pas égal au débit d'exhaure, il n'y aura pas de stabilisation. Dans ce cas, on se trouvera en régime transitoire. Les pompages d'essai en régime transitoire permettent de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère : conductivité hydraulique, coefficient d'emménagement et son débit d'exploitation optimal. On les préfère aux essais stabilisés pour les sols non saturés ou pour leurs délais d'exécutions moindres. L'interprétation des essais en régime transitoire se fait sur l'analyse des données de rabattement des piézomètres (descente et remontée) au moyen d'expressions hydrodynamiques établies par Theis (1935) et ses successeurs dont Jacob (1946). Des piézomètres sont disposés autour du puits. On pompe ensuite à débit constant et on suit l'abaissement du niveau de la nappe dans le puits et dans les piézomètres. Le professeur américain Theis a développé, en 1935, la solution de l'équation différentielle du régime variable en nappes infinies captives non réalimentées et d'épaisseur constante.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-v}}{v} dv \quad (1.16)$$

Avec s , le rabattement dans le piézomètre en [m], $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$. L'intégrale $W(u)$ peut être estimée à partir d'une table de la fonction exponentielle intégrale. Le principe de l'essai consiste alors à utiliser la courbe de $W(1/u)$ (figure 1-1), sur laquelle on superpose la courbe de rabattement en fonction du temps.

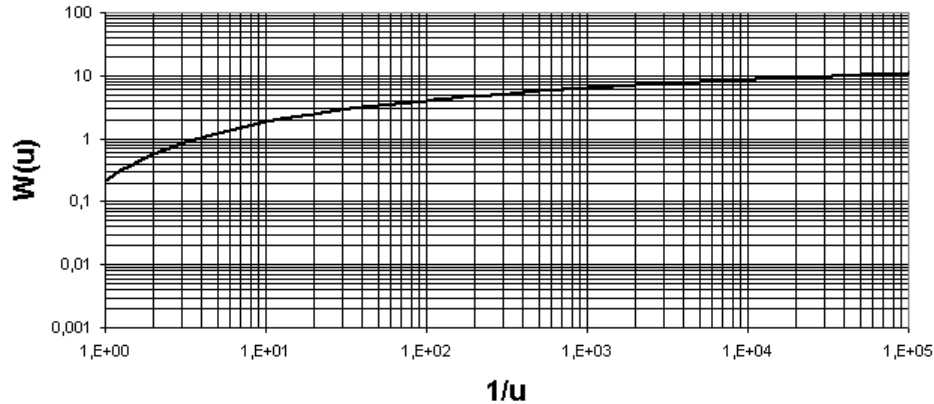


Figure 1-1 : Courbe caractéristique de Theis (1935)

On obtient ainsi, pour chaque piézomètre, une valeur du coefficient de perméabilité k et on attribue au terrain la valeur moyenne des k mesurés.

Un autre américain Cooper Jacob a explicité la fonction de puits $W(u)$ en 1946 pour u suffisamment petit ($u < 0,02$) tel que :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \ln \left(\frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r^2 S} \right) \quad (1.17)$$

Ainsi les formules de Theis et de Cooper Jacob permettent de déterminer la conductivité hydraulique et le coefficient d'emménagement sans que le niveau de la nappe soit stabilisé. Elles expriment le rabattement s d'une nappe à une distance r du puits de pompage avec un débit Q constant au bout d'un temps de pompage t .

Il est également possible d'évaluer les paramètres de l'aquifère à l'aide des niveaux d'eau enregistrés après l'arrêt du pompage. L'analyse se base sur les mêmes équations et les mêmes hypothèses que Cooper Jacob. Il existe deux méthodes d'interprétation : la méthode graphique du rabattement résiduel (s') en fonction du rapport t/t' (avec t' , le temps à partir de l'arrêt du pompage et t , le temps depuis le début du pompage) et la méthode à partir du graphique ($s_p - s'$) versus $\log t'$, s_p représentant le rabattement théorique que l'on devrait observer au temps t si l'on

avait continué de pomper. Ce rabattement est estimé en utilisant l'approximation linéaire de Cooper Jacob.

Une autre méthode pour étudier le rabattement en fonction de la distance du piézomètre au puits est décrite ci après. Comme pour le cas de la remontée, les équations découlent de l'équation de Cooper Jacob. On peut alors déterminer les valeurs de T et du rayon d'influence R tel que :

$$\begin{aligned} pente &= \frac{Q}{2\pi T} \\ R &= \sqrt{\frac{2.25Tt}{S}} \end{aligned} \quad (1.18)$$

Le rayon d'influence représente la distance théorique à laquelle l'essai n'a plus d'influence dans l'aquifère et on le détermine à partir de la partie linéaire de chacune des courbes. Pour calculer S, on sait que $R(t) = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$ (1.19), d'où $S = \frac{2.25Tt}{R(t)^2}$ (1.20).

La méthode proposée par Cooper et Jacob n'est valable que pour $u < 0,02$, les valeurs de rabattement du début du pompage ne sont alors pas exploitables. Singh (2000a) présente une méthode permettant d'utiliser ces valeurs du début du pompage et montre que pour ces temps faibles, la courbe $s/(t/r^2)$ en fonction de t/r^2 forme une cloche. Si on appelle s^* , t^* , r^{2*} les valeurs des paramètres au pic, on obtient pour T et S par :

$$\begin{aligned} T &= 5.152 * 10^{-2} \frac{Q}{s^*} \\ S &= 1.7393T \frac{t^*}{r^{2*}} \end{aligned} \quad (1.21)$$

1.2 Influence des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage

Un essai de pompage nécessite de mesurer la variation de charge dans l'aquifère et de pomper de l'eau, d'où la mise en place de piézomètres et d'un puits, ce qui crée une modification du milieu de mesure. L'analyse des essais de pompage par la méthode de Theis suppose cependant que les rayons du puits et des piézomètres sont infiniment petits. Les piézomètres et le puits ont cependant une influence sur la valeur du rabattement dans les piézomètres, à travers au moins 2 phénomènes : leur emmagasinement propre et le temps de retard. D'autres effets, tels les effets de

peau ou la pénétration partielle du puits ou des piézomètres peuvent aussi avoir de l'influence (Pasandi et al., 2008), mais le site d'étude est tel qu'ils ne concernent pas nos essais.

Par définition, l'emmagasinement est le volume d'eau qu'un aquifère peut rejeter par unité de surface sous une baisse d'une unité de charge. La présence d'eau dans les tuyaux crée alors un deuxième phénomène de relâchement d'eau, perturbant le relâchement de l'eau en provenance de l'aquifère (Chapuis, 2003). Ce phénomène fausse les valeurs de l'emmagasinement déterminé par les essais de pompage, d'autant plus que le rabattement est mesuré dans les piézomètres.

De plus, par hypothèse, on suppose que les variations de pression sont immédiatement reflétées par le piézomètre, ce qui n'est pas le cas, en partie parce que le piézomètre répond par une variation de son niveau d'eau à une variation de pression dans l'aquifère. S'introduit alors un temps de réponse du piézomètre, représentant le temps que le piézomètre prend pour équilibrer sa charge avec celle de l'aquifère.

Ces deux phénomènes ont lieu simultanément mais n'ont pas été étudiés ensemble. Les premières études sur l'emmagasinement ont été menées sur des puits à grand diamètre, puis étendues aux puits et piézomètres à diamètres plus petits. Le temps de réponse fut, quant à lui, présenté par Hvorslev (1951) et étendu aux essais de pompage par Black et Kipp (1977).

1.2.1 Puits à grand diamètre

Cooper et Papadopoulos (1967) ont établi le système d'équations régissant l'évolution du rabattement d'un puits à grand diamètre (figure 1-2), ainsi qu'une méthode graphique similaire à celle de Theis pour déterminer les paramètres de l'aquifère. L'étude se fait dans un aquifère à nappe captive et on suppose que les pertes de charges sont négligeables. Le système d'équation est alors :

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} &= \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} \quad r \geq r_w \\ s(r_w, t) &= s_w(t) \\ s(\infty, t) &= 0 \end{aligned}$$

$$s(r, 0) = 0 \quad r \geq r_w \quad (1.22)$$

$$\begin{aligned} s(r, 0) &= 0 \\ 2\pi r_w T \frac{\partial s(r_w, t)}{\partial r} - \pi r_c^2 \frac{\partial s_w(t)}{\partial t} &= -Q \quad t > 0 \end{aligned}$$

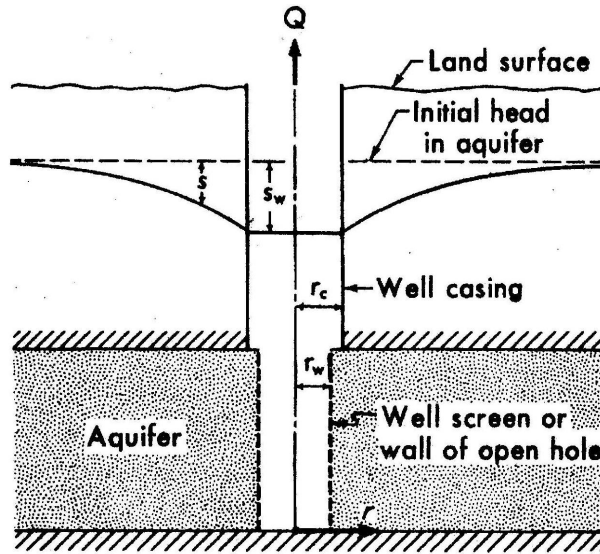


Figure 1-2 : Situation de l'étude de Cooper et Papadopoulos (1967)

La solution du système dans le puits ($r=r_w$) est alors :

$$s_w = \frac{Q}{4\pi T} F(u_w, \alpha) \quad (1.23)$$

$$\text{Avec : } F(u_w, \alpha) = \frac{32\alpha^2}{\pi^2} \int_0^\infty \frac{(1 - e^{-\frac{\beta^2}{4u_w}})}{\beta^3 \Delta(\beta)} d\beta \quad (1.24)$$

$$\alpha = \frac{r_w^2 S}{r_c^2}, u_w = \frac{r_w^2 S}{4Tt} \quad (1.25)$$

$$\Delta(\beta) = [\beta J_0(\beta) - 2\alpha J_1(\beta)]^2 + [\beta Y_0(\beta) - 2\alpha Y_1(\beta)]^2 \quad (1.26)$$

On retrouve ainsi une solution similaire à celles de Theis ou Hantush, en introduisant le paramètre α et la fonction F. En évaluant analytiquement la fonction F, on trace alors un

ensemble de courbes de $\frac{s_w}{(\frac{Q}{4\pi T})}$ (figure 1-3), sur lesquelles il faudra superposer les courbes expérimentales. La méthode nécessite de tracer plusieurs courbes, pour différentes valeurs de α .

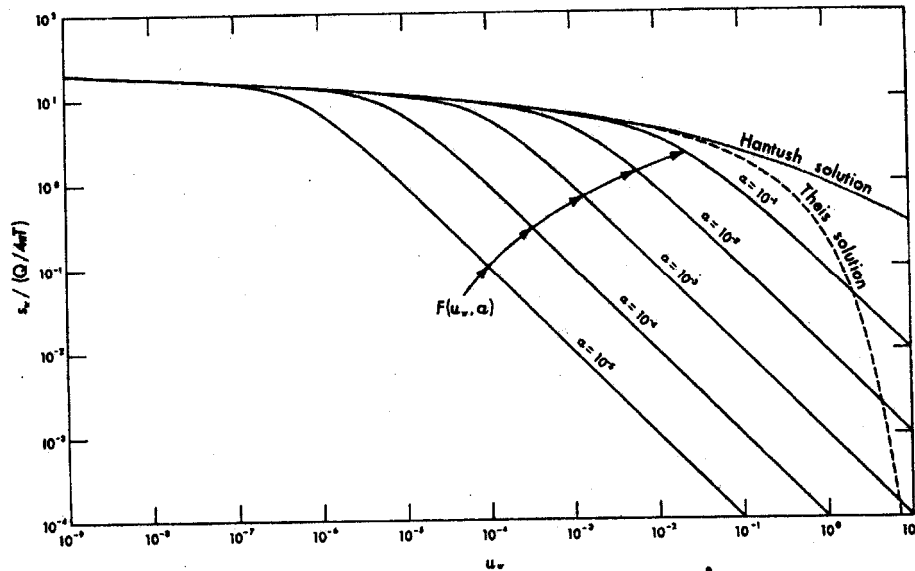


Figure 1-3 : Courbes types pour le rabattement dans un puits à grand diamètre (Papadopoulos et Cooper (1967))

Les courbes montrent deux tendances :

- les solutions de Theis et Hantush sont identiques à la solution (1.24) seulement pour de faibles valeurs de u_w , soit pour des grandes valeurs de temps. Pour $t > 2.5 \cdot 10^2 \cdot r_c^2 / T$, on peut supposer que $F(u_w, \alpha) = W(u_w)$. Dans le cas d'aquifère à forte transmissivité ou si le rayon est de faible diamètre, cette période peut être très courte. Il s'agit de la réponse de l'aquifère qui donne le vrai comportement de l'aquifère
- lorsque u_w est grand, on observe une forte différence entre la solution (1.24) et celles de Hantush et Theis. Ainsi, l'eau pompée provient de l'emménagement dans le puits et ne

reflète pas les caractéristiques de l'aquifère. L'emmagasinement du puits n'a donc un effet que sur le début de l'essai de pompage.

Le paradoxe de l'utilisation de la méthode de Theis vient du fait que l'on utilise la partie linéaire des courbes pour la détermination de T et S, alors que cette partie ne reflète pas le comportement réel de l'aquifère.

Cependant, le fait que les courbes soient peu éloignées rend difficile une détermination précise de S, alors que le choix de courbe n'influence pas la valeur de T (la pente des courbes est constante). La présence du puits n'induit donc, dans ce cas qu'une modification de la valeur de S.

Rushton et Singh (1983) ont proposé, pour améliorer la précision sur la détermination de S, de tracer pour plusieurs valeurs de S, sur un double papier logarithmique, $\frac{4\pi sT}{Q}$ en fonction de $\frac{4Tt}{r_w^2}$. Ainsi, quand l'emmagasinement du puits domine, les courbes suivent des lignes droites à 45° confondues, mais pour des temps plus grand, les résultats pour différentes valeurs de S prennent des pentes différentes (Figure 1-4).

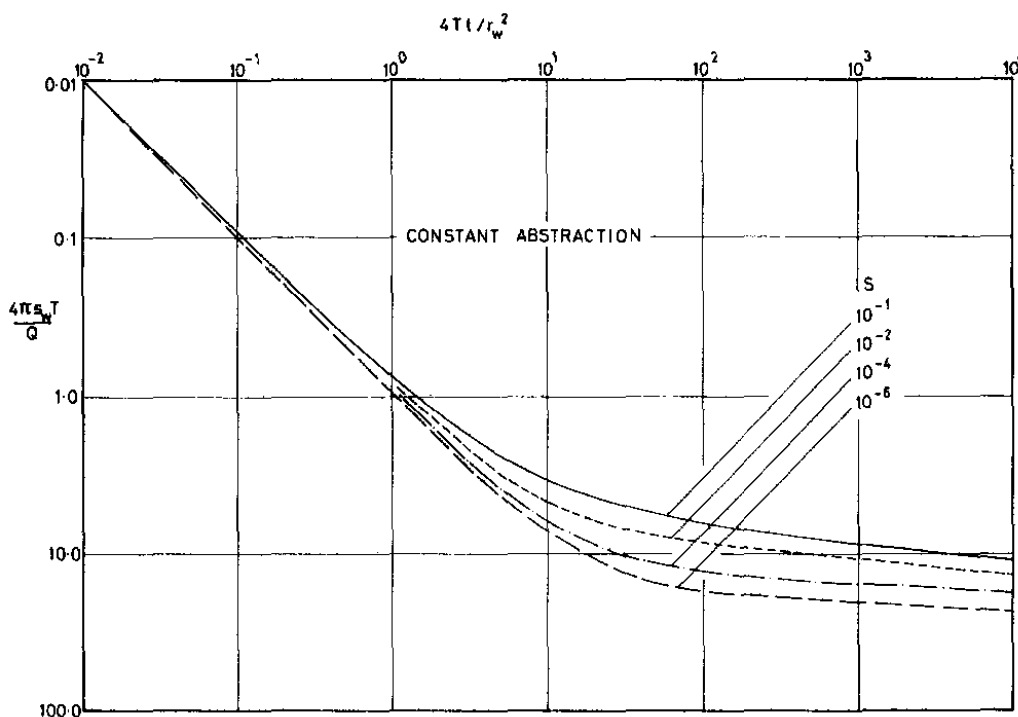


Figure 1-4 : Modification de la méthode de Papadopoulos par Rushton (1983)

Ainsi, en utilisant les variations de pente entre la partie linéaire initiale et la suite, il est possible de déterminer S en limitant les erreurs d'interprétation. Les auteurs introduisant alors le rapport

$\frac{S_t}{S_{0.4t}}$, soit le rapport entre le rabattement au temps t et celui au temps $0.4t$, dont la valeur permet,

en fonction du paramètre $\frac{4Tt}{r_w^2}$, de déterminer S .

D'autres études ont été menées dans des milieux peu perméable (Singh, 2000b) ou fissuré, en les considérant comme des milieux à double porosité (Zekai, 2002), ou en prenant en compte les effets de peau, ou dans le cas d'un puits horizontal (Park et Zhan, 2002). L'équation (3.1) est celle toujours utilisée pour modéliser le comportement de l'eau dans le puits, afin de prendre en compte l'emménagement du puits. Cependant, ces études se contentent de ne prendre en compte que le puits, sans prendre en compte les piézomètres, alors qu'ils ont aussi leur emménagement propre.

1.2.2 Prise en compte des piézomètres

Une étude (Chapuis et Chenaf, 2003) a permis de montrer l'importance de l'emménagement des piézomètres et du puits via des essais de pompage dans une cuve et des analyses numériques. Elle démontre que la solution proposée par Papadopoulos et Cooper ne fonctionne pas dans le cas d'un test d'aquifère, où des piézomètres sont installés en plus du puits. En effet, elle donne des valeurs supérieures à celles évaluées à partir de l'expression de la compressibilité d'un aquifère à

nappe captive ($S_s \approx \frac{\gamma_w b}{E_s}$). Cette différence est expliquée par le fait que dans le cas d'un essai classique, où le puits n'a pas un grand diamètre, l'effet des piézomètres n'est plus négligeable, et il est nécessaire de les prendre en compte dans le calcul.

Ainsi, lors d'un essai de pompage, on ne mesure alors pas directement l'emménagement de l'aquifère, mais celui de l'aquifère, des piézomètres et du puits. L'article propose ainsi la formule :

$$S = S_{aquifer} + \frac{\sum r_{c,i}^2}{r^2} \quad (1.27) \text{ avec } r_{c,i} \text{ le rayon intérieur des puits et piézomètre à l'intérieur}$$

du cercle considéré de rayon r .

Ainsi, lors de tests de pompage, lorsque l'on est proche du puits, l'emmagasinement mesuré est celui des piézomètres, même s'ils sont de faibles rayons. Ensuite, plus on s'éloigne du puits, et moins les piézomètres ont de l'influence. Dans le graphique suivant (Figure 1-5), on présente des résultats d'essais réalisés dans des aquifères à nappe captive. La distance entre le puits de pompage et les piézomètres est comprise entre 5 et 100m, le diamètre intérieur du puits varie entre 12.7 et 46cm et celui des piézomètres est entre 3.8 et 30.5cm. L'emmagasinement est déterminé par la méthode de Cooper Jacob.

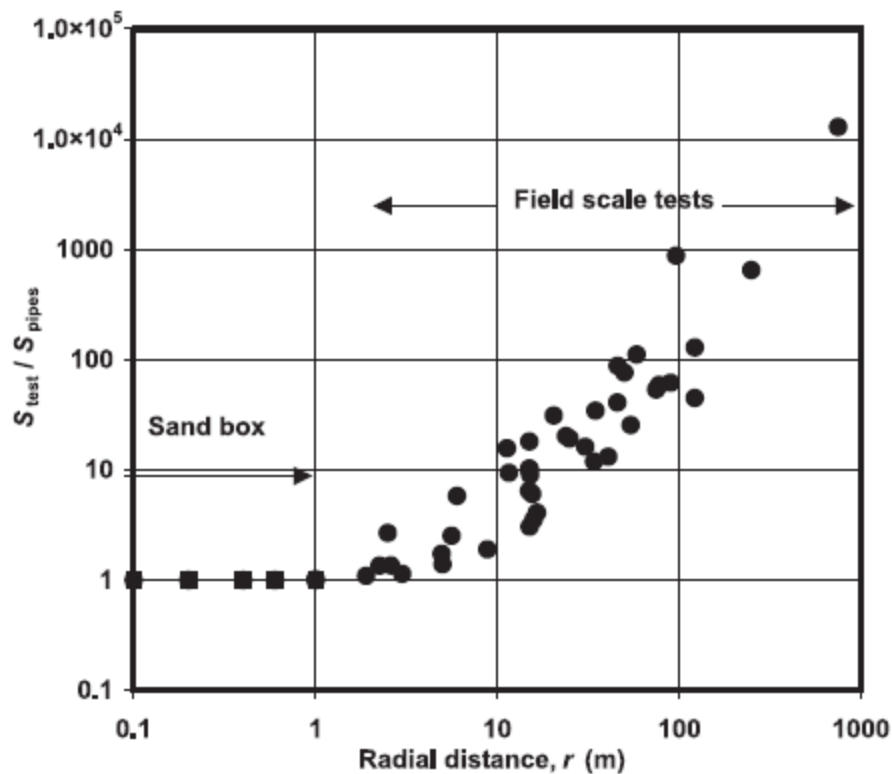


Figure 1-5 : Rapport $S_{test}/S_{piézo}$ en fonction de $\log r$ pour des essais dans des aquifères à nappe captive (Chapuis et Chenaf, 2003)

On remarque que plus la distance d'étude par rapport au puits augmente et plus la valeur de l'emmagasinement déterminé à partir de l'essai diminue, ce qui montre que l'influence des

piézomètres devient moins importante. Les tests ont également montré que les puits et piézomètres ont de l'influence sur la transmissivité mesurée. En effet, la transmissivité augmente faiblement lorsque la distance augmente, mais reste toujours proche de celle déterminée par d'autres tests.

1.2.3 Prise en compte du temps de réaction des piézomètres

Dans un aquifère à nappe captive, le pompage entraîne une variation de pression dans l'aquifère, qui se reflète par une variation de la hauteur d'eau dans les piézomètres. Cette différence de phénomènes entraîne une différence entre l'évolution de la charge en fonction du temps dans le piézomètre et dans l'aquifère, due au temps de réponse des piézomètres. Ce phénomène n'existe que dans les piézomètres et est d'autant plus marqué que le débit est grand.

Black et Kipp (1977) ont présenté une méthode permettant de prendre en compte ce temps de réponse du piézomètre, méthode qui sera élargie pour évaluer l'effet de ce temps de retard autour du piézomètre (Malama et Barrash, 2009).

Ce temps de délai entraîne une différence entre le rabattement dans l'aquifère et celui dans le piézomètre ($s_{\text{aquifère}} - s_{\text{piézo}} = H$). Cette différence de charge entraîne un écoulement entre le piézomètre et l'aquifère. Selon Hvorslev (1951),

$$Q' = FK H \quad (1.28)$$

F étant le coefficient de forme du piézomètre. On peut également donner le débit dans le puits par l'équation

$$Q' = \pi r_w^2 (ds_{\text{piézo}}/dt) \quad (1.29)$$

En combinant les 3 équations précédentes, on obtient la nouvelle équation différentielle de l'essai de pompage :

$$\frac{ds_{\text{piézo}}}{dt} + \frac{Fk s_{\text{piézo}}}{\pi r_w^2} = \frac{Fk}{\pi r_w^2} s_{\text{aquifère}} \quad \text{avec } s_{\text{piézo}}(t=0) = s_{\text{aquifère}}(t=0) = 0 \quad (1.30)$$

Le rabattement de l'aquifère suit les conditions de Theis, tel que $s_{\text{aquifère}} = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$. Il est alors possible de résoudre l'équation différentielle tel que

$$s_{piézo} = \frac{Fk}{\pi r_w^2} \frac{r_0^2 S}{4T} \frac{Q}{4\pi T} \exp(-(\beta u)^{-1}) \int_u^\infty \frac{\exp(\beta \xi)^{-1}}{\xi^2} W(\xi) d\xi \quad (1.31)$$

Avec $\beta = \pi r_w^2 4T / (Fk r_0^2 S)$ = facteur de temps, r_0 , la distance entre le puits de pompage et le piézomètre (m) et k la conductivité hydraulique locale autour du piézomètre, déterminée grâce à un slug test. Comme pour la méthode de Theis, on évalue numériquement les valeurs du rabattement pour différentes valeurs de β (Figure 1-6).

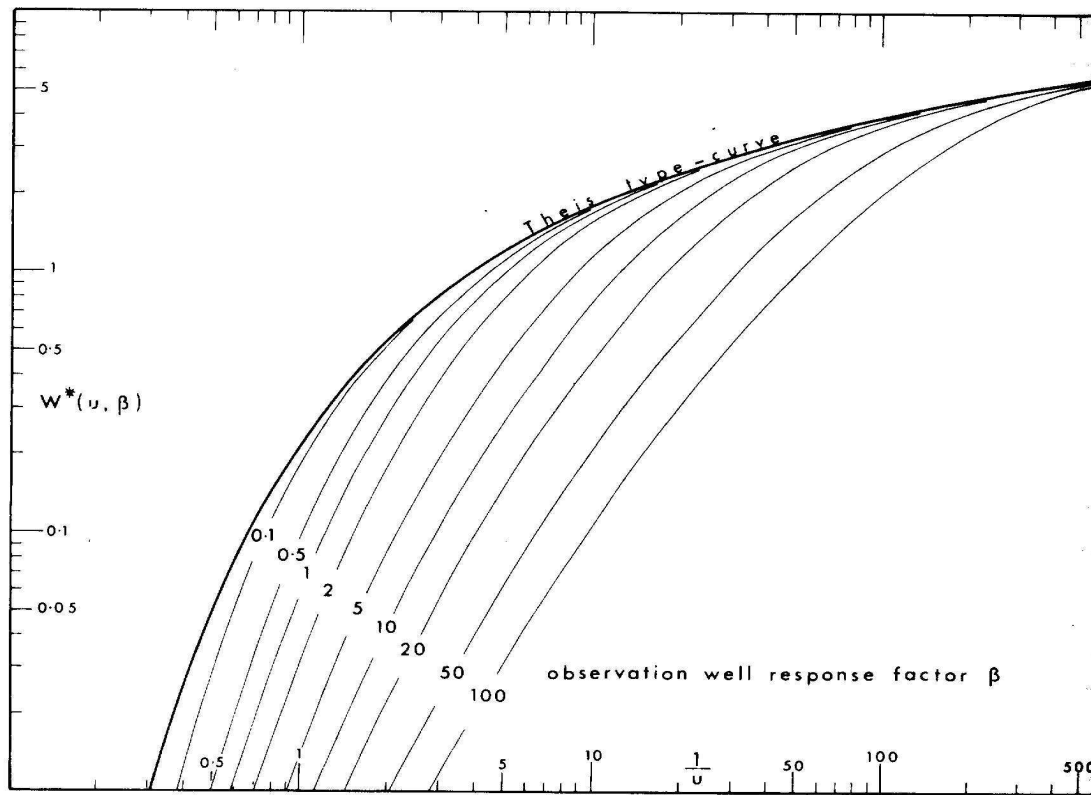


Figure 1-6 : Courbe Type de la fonction de $W(u)$ modifiée pour différentes valeurs de β (Black et Kipp, 1977)

Ainsi, plus la valeur de β est grande, plus la courbe de rabattement dans le piézomètre sera éloignée de celle de l'aquifère, donnée par la solution de Theis. Afin de minimiser ces différences, Black et Kipp énoncent les conseils suivants :

- implanter les piézomètres le plus loin possible du puits de pompage
- utiliser des piézomètres de petits diamètres et entièrement pénétrants

- assurer un bon développement du piézomètre et utiliser de bonnes techniques de forage afin de limiter les effets de peau et limiter la valeur de T/FK .

La méthode présentée par Black et Kipp (1977) permet de prendre en compte l'effet du piézomètre via son coefficient de forme, et la variation de la conductivité hydraulique dans la zone proche du piézomètre, due à l'installation d'une zone tampon autour du piézomètre et du remaniement du sol. Cependant, ils n'évaluent la variation de la charge que dans le piézomètre, créant ainsi une discontinuité de la charge entre le tuyau et la formation et ils ne tiennent pas compte de l'emménagement spécifique de la zone autour du piézomètre.

Malama et Barrash (2009) présentent une méthode graphique proche de celle de Theis ou de Black et Kipp (1977) permettant d'étendre l'étude sur le temps de retard. Les résultats obtenus à partir de leur solution montrent que :

- lorsque l'on analyse des résultats provenant de piézomètres proches, l'interaction entre les piézomètres doit être prise en compte
- dans un aquifère d'épaisseur 10m, la réponse d'un piézomètre n'est pas distincte de celle de Theis à 60m
- le rabattement autour du puits n'est pas linéaire
- l'écoulement autour du piézomètre, dans les premiers temps du pompage, part dans toutes les directions autour du piézomètre. Plus tard (pour $K=10^{-4}$ m/s et $S_s=10^{-6}$ m⁻¹, à $t=10$ s et pour $K=10^{-5}$ m/s et $S_s=10^{-4}$ m⁻¹, à $t=3$ h), il devient unidirectionnel, dirigé vers le puits de pompage

Cependant, la résolution analytique qu'ils proposent semble limitée. En effet, elle ne permet pas de tenir compte de tous les facteurs influençant l'évolution du rabattement autour du piézomètre. Dans leurs systèmes d'équation définissant le problème, ils ne prennent pas en compte le coefficient de forme du piézomètre, paramètre dont Black et Kipp ont montré l'importance. De plus, leur condition à la limite entre la zone influencée par le piézomètre, la zone de développement et celle non influencée ne tient pas compte de la distance au puits et est une approximation. Finalement pour la solution proposée, reprenant celle de Theis, la méthode pour

l'obtenir n'est pas explicitement donnée, car aucun lien n'apparaît clairement entre l'utilisation des transformées de Laplace et la forme de la solution.

L'introduction du temps de délai pour les piézomètres montre que l'on surestime à nouveau l'emménagement de l'aquifère lors d'une analyse classique d'essai de pompage. Pour la transmissivité, les études montrent qu'elle est au contraire sous évaluée lors d'une analyse par Theis. Comme le piézomètre répond plus lentement que l'aquifère, le rabattement mesuré dans le piézomètre est plus faible que le rabattement réel, c'est comme si l'eau s'écoulait alors plus lentement, d'où une plus faible perméabilité.

Une solution semble être l'installation des piézomètres loin du puits de pompage. Cependant, cela a ses limitations. Le rabattement que l'on y observera sera faible et long à se mettre en place. De plus, si le piézomètre est installé proche d'une frontière imperméable, il en résulte une interprétation erronée des données des essais par la méthode de Cooper Jacob (Chapuis 1994).

1.3 Propagation d'une onde de pression sinusoïdale

La détermination des paramètres à partir des essais de pompage est basée sur la stationnarité du niveau d'eau dans l'aquifère. Cependant, même si cette approximation peut être considérée comme valable dans la plupart des cas, dans certaines configurations, il est important de tenir compte des variations naturelles du niveau piézométrique. Dans les aquifères côtiers, il existe une relation dynamique entre l'eau de mer et la nappe phréatique, entraînant une variation de la hauteur dans la nappe, due aux vagues et à la marée. On peut aussi citer l'incidence barométrique et les marées terrestres, comme phénomènes impliqués dans la variation de hauteur de la nappe. Ainsi, lors d'essais dans de telles zones, il sera important, avant de commencer l'essai, d'évaluer ces évolutions dues aux phénomènes naturels, afin d'en tenir compte au moment de l'interprétation des essais de pompage.

Il est aussi possible d'utiliser directement les variations liées aux phénomènes naturels pour identifier les caractéristiques hydrauliques du milieu souterrain. L'idée est alors d'analyser le phénomène de propagation d'onde naturelle dans l'aquifère dans plusieurs piézomètres. En faisant varier les paramètres des modèles et en supposant les ondes sinusoïdales, il est alors possible de déterminer des solutions théoriques proches de cas réels.

1.3.1 État des connaissances

1.3.1.1 Le cas de la marée

La dynamique d'écoulement dans une plage sableuse influence le contrôle de l'érosion, l'intrusion d'eau salée, la transformation chimique et l'activité biologique. En particulier, la prédiction précise de l'écoulement de la nappe dans la zone côtière est requise pour améliorer le management de la côte.

Boussinesq, dès 1877, a signalé que l'équation de la chaleur était applicable aux problèmes d'hydraulique souterraine. L'étude est alors basée sur la résolution de l'équation de diffusion en hydrogéologie

$$\frac{\partial h}{\partial t} = (D(h, \vec{r}) \nabla^2 h(\vec{r}, t)) \quad (1.33)$$

dans différentes configurations, la solution étant alors fonction des conditions aux limites et initiales.

L'écoulement est supposé homogène, isotherme dans un milieu rigide et poreux. Les marées sont de période diurne ou semi-diurne. Les fluctuations rapides, dues aux vagues, ne sont pas supposées se propager dans l'aquifère à cause des effets d'amortissement. La différence de densité entre la nappe phréatique et l'eau de mer peut être supposée comme négligeable en raison de son léger impact sur les fluctuations du niveau de la nappe.

1.3.1.2 Premières études

Boussinesq (1877, 1904) présenta les premières solutions de la propagation de la marée dans un aquifère. Ces solutions furent reprises et étendues par De Cazenove (1971). L'étude se concentre sur des cas idéaux simples, mais permet de faire une première approche du comportement des ondes dans les aquifères côtiers et de formuler les premières hypothèses : couche perméable homogène et d'épaisseur constante, écoulement laminaire, module d'élasticité constant dans le temps, mer à marée sinusoïdale, la variation, due à la marée, se superpose aux variations de niveau dues à toutes les autres causes possibles.

○ Équations et solutions

En utilisant les hypothèses d'homogénéité et en utilisant l'équation 1.33, on simplifie le problème. L'aquifère est d'épaisseur M , de perméabilité K et de porosité totale n . Les équations différentielles qui régissent le flux dans l'aquifère sont ainsi:

$$\left\{ \begin{array}{l} x \geq 0 : \frac{KE}{\gamma_w} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \\ x \leq 0 : \frac{KE}{\gamma_w} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{2\pi a A}{t_0} \cdot \cos\left(\frac{2\pi t}{t_0}\right) \end{array} \right. \quad (1.34)$$

Avec γ_w le poids volumique de l'eau, $h(0,t) = A \sin\left(\frac{2\pi t}{t_0}\right)$ et

$a = \frac{\text{module d'élasticité cubique de l'eau}}{\text{module d'élasticité vertical du terrain}} = \frac{E}{E''}$ et $x=0$ la limite entre l'aquifère et l'océan. Pour

simplifier la forme des solutions, on introduit les variables réduites :

$$\tau = \frac{2\pi t}{t_0}, \quad x_0 = \sqrt{\frac{KEt_0}{\pi\gamma_w}}, \quad E = \frac{E' \cdot E''}{E' + nE''}, \quad X = \frac{x}{x_0}, \quad \eta = \tau + X, \quad \theta = \tau - X \quad (1.35)$$

Dans le cas d'une nappe illimitée, communiquant directement avec la mer, qui est le cas étudié par Boussinesq (1877), la condition à la limite droite est $\lim_{x \rightarrow \infty} \frac{\partial h}{\partial x} = 0$ (flux nul à l'infini). On obtient la solution :

$$h = Ae^{-X} \sin \theta \quad (1.36)$$

Il s'agit de la même solution que celle présentée par Ferris (1951), qui présente en plus la vitesse apparente de l'onde telle que $v_{ap} = \sqrt{\frac{4\pi KE}{t_0 \gamma_w}}$ et la longueur d'onde $\lambda = \sqrt{\frac{4\pi KE}{\gamma_w}}$.

Dans le cas d'un aquifère limité communiquant directement avec la mer (figure 1-7), on obtient pour la condition de flux : $\lim_{x=D} \frac{\partial h}{\partial x} = 0$. La formule générale de la solution est :

$$h = Ae^X (\alpha \cdot \sin \eta + \beta \cdot \cos \eta) + Ae^{-X} ((1 - \alpha) \sin \theta - \beta \cos \theta) \quad (1.37)$$

Avec $\alpha = \frac{e^{-U} + \cos U}{2(chU + \cos U)}$, $\beta = \frac{-\sin U}{2(chU + \cos U)}$, $U = \frac{2D}{x_0}$

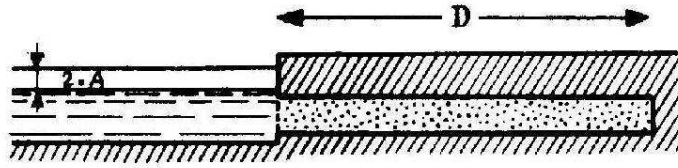


Figure 1-7 : Schéma d'un aquifère limité communiquant avec la mer (De Cazenove (1971))

Dans le cas d'un aquifère limité s'étendant sous la mer ($x \leq 0$ côté mer et $x \geq 0$ côté terre), la forme générale de la solution est :

$$\text{Pour } x \geq 0 : h = A.a.e^{-x} (\gamma \sin \theta + \delta \cos \theta) \quad (1.38)$$

$$\text{Pour } x \leq 0 : h = aA(\sin \tau + e^x (-\frac{1}{2} \sin \eta) + e^{-x} ((\gamma - \frac{1}{2}) \sin \theta + \delta \cos \theta)) \quad (1.39)$$

Avec, dans le cas d'une limite étanche en $x=-D$, sous la mer :

$$\gamma = \frac{1}{2} - \frac{e^{-U}}{2} \cos U, \quad \delta = \frac{e^{-U}}{2} \sin U \quad (1.40)$$

De Cazenove (1971) a repris l'équation différentielle, en tenant compte de la drainance dans ces équations. Ainsi, on considère une couche d'épaisseur M et de perméabilité K , surmontée par une couche de perméabilité verticale K' et une épaisseur M' , surmontée elle-même par une réserve d'eau à niveau invariable. On peut alors en déduire l'équation différentielle :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X^2} - 2 \frac{\partial h}{\partial \tau} = \frac{x_0^2}{B^2} h \quad (1.41) \text{ avec } B = \sqrt{\frac{MM'K}{K'}},$$

$$\text{Dont la solution élémentaire s'écrit : } h = A(\alpha_1 e^{\rho x} \sin(\tau + \frac{X}{\rho} - \varphi_1) + \alpha_2 e^{-\rho x} \sin(\tau - \frac{X}{\rho} - \varphi_1)) \quad (1.42)$$

$$\text{avec } \rho^2 - \frac{1}{\rho^2} = \frac{x_0^2}{B^2}.$$

Les autres paramètres de la solution sont déterminés à partir des conditions aux limites.

○ Analyse des solutions

La solution de Boussinesq (1.36) permet de comprendre le phénomène de propagation de la marée dans l'aquifère : en fonction de la distance, dans un cas simple l'amplitude de la marée diminue exponentiellement, alors que la phase diminue linéairement. La fonction solution est toujours une fonction sinusoïdale du temps. Ainsi l'observation de l'onde de marée dans

l'aquifère dans plusieurs piézomètres permet d'obtenir les paramètres de l'aquifère. Cependant, ce cas est idéal et les cas suivants, plus conformes à la réalité, montrent que même si le comportement reste identique, les solutions deviennent plus compliquées à mettre en œuvre.

La comparaison avec l'équation générale de diffusion (1.33) permet d'obtenir l'équivalence :

$$\frac{T}{S} = \frac{KE}{\gamma_w}$$

Dans le cas de la nappe captive s'étendant sous la mer, le paramètre « a » permet de prendre en compte la compressibilité du milieu poreux. En effet, si le terrain est très compressible, lorsque le niveau d'eau monte d'une hauteur A dans la mer, presque tout le supplément de pression au fond du lit se transmet à l'eau interstitielle de la couche perméable, où l'amplitude est très voisine de A. Par contre, si le terrain perméable est très peu compressible, presque tout le supplément de pression sera transmis au rocher qui ne tassera presque pas. Ainsi a varie de 0 à 1, en fonction de module élastique cubique de l'eau, du module d'élasticité du terrain et de la porosité totale.

La géologie de la zone côtière joue une grande influence sur la propagation de la marée. En effet, la conductivité hydraulique et l'emménagement de la couche étudiée sont les deux paramètres régissant le comportement de l'onde. De plus, les couches sus-jacentes jouent un rôle important, via la drainance. Razack et al. (1980) ont mené une étude sur un aquifère côtier au Portugal, en comparant les solutions obtenues avec et sans la drainance, à partir de mesures expérimentales. L'étude a été réalisée dans des calcaires finement fissurés du miocène, surmontés par une couverture discontinue semi-perméable (figure 1-8).

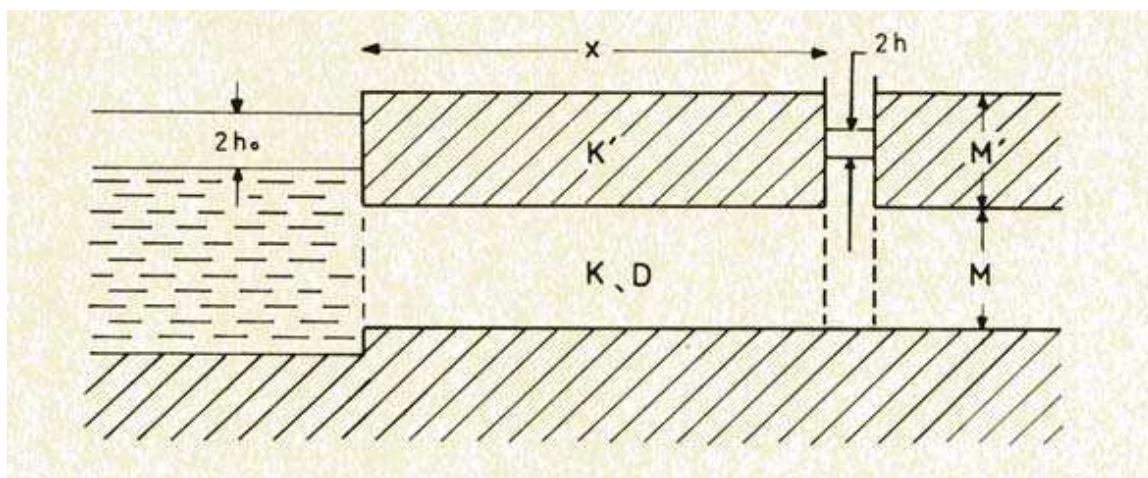


Figure 1-8 : Schéma de l'aquifère côtier considéré (Razack et al. 1980)

Quatre puits ont été utilisés pour interpréter les données à partir de la solution de Boussinesq (1.36) et de celle (1.42) de De Cazenove incluant la drainance. La précision des lectures était de l'ordre du centimètre. Les résultats obtenus pour la nappe captive sont les suivants :

Tableau 1-1 : Tableau des résultats dans le cas de la nappe captive

Nom du puits	Penta	Monte choro	JK ₂	Poço velho
Distance à la mer (m)	260	1500	370	430
Demi-amplitude observée	13	7.5	16.5	12.5
Déphasage observé	1.5	3.2	1.5	0.5
Calcul à partir du déphasage				
D(m ² /hr)	30.6	223.8	62.9	753.3
h(cm)	26.3	11.4	26.3	67.3
Φ(hr)	1.5	3.2	1.5	0.5
x ₀ (m)	353.1	954.9	502.5	1752
Calcul à partir de l'amplitude				
D(m ² /hr)	7.9	139.1	23.1	12.2
h(cm)	13	7.5	16.5	12.5
Φ(hr)	2.9	4.06	2.4	3.9
x ₀ (m)	180	753	307	223

Les résultats (Tableau 1-1) montrent une grande diversité de valeurs obtenues pour chaque paramètre, en fonction de la méthode d'interprétation. Ainsi, il n'est pas possible d'utiliser la solution de la nappe parfaitement captive soumise à une onde parfaitement sinusoïdale. Dans le cas de la nappe semi captive, au niveau du puits Penta, on obtient les résultats comparatifs de la figure 1-9. La courbe 1 représente la marée, la courbe 2 le cas de la nappe captive avec D évaluée grâce à l'amortissement, la courbe 3, le cas de la nappe captive avec D évaluée grâce au déphasage et la courbe 4, le cas de la nappe semi-captive.

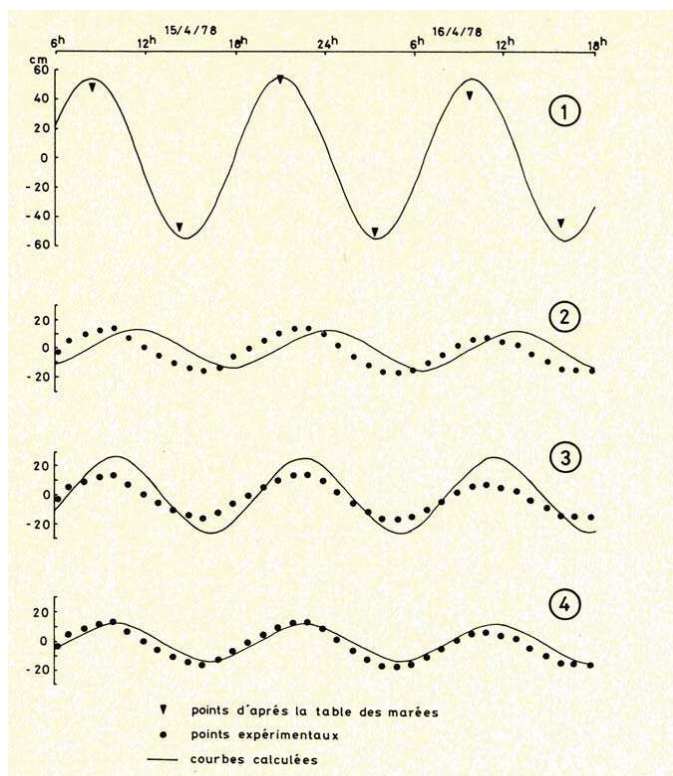


Figure 1-9 : Comparaison des résultats en fonction du cas considéré (Razack et al. (1980))

Les résultats montrent que la prise en compte de la drainance permet de faire mieux coïncider mesures expérimentales et courbes théoriques. La valeur de la diffusivité de $15.65 \text{ m}^2/\text{h}$ déterminée en considérant la drainance semble être plus proche de la réalité que celles de 8 et $30.6 \text{ m}^2/\text{h}$, déterminées sans la prendre en compte. Un essai par pompage a permis d'obtenir une valeur de diffusivité de l'aquifère de $21 \text{ m}^2/\text{h}$, proche de la valeur déterminée par l'équation de propagation avec drainance.

1.3.1.3 Prise en compte de la marée lors d'essai de pompage

A partir de la solution 4.4, une étude a été menée sur la marée (Chapuis et al. 2006), afin de mener des essais de pompage dans un aquifère côtier. Ainsi pour obtenir les paramètres de l'aquifère, il convient de prendre en compte les deux effets.

L'équation différentielle du problème (1.33) étant linéaire à coefficients constants, on peut utiliser le théorème de superposition, qui permet d'obtenir la relation entre rabattement ($s(r,t)$) et la hauteur d'eau ($h(r,t)$) :

$$s(r,t) = h(r,t) - h_{0,e} - x \sqrt{\left(\frac{\pi.S}{t_0.T}\right)} \cdot \sin\left(\frac{2\pi.t}{t_0} - x \sqrt{\left(\frac{\pi.S}{t_0.T}\right)}\right) = \frac{Q_w}{4.\pi.T} . W(u) \quad (1.43)$$

avec Q_w le débit de pompage constant et $W(u)$ la fonction intégrale exponentielle avec $u = \frac{r^2.S}{4.T.t}$.

Ainsi, si $h(r,t)$ est connue avant pompage le rabattement réel, $s(r,t)$ est obtenu en soustrayant $h(r,t)$ à la hauteur d'eau mesurée pendant le pompage (Figure 1-10) et peut être alors analysé par les méthodes classiques. Pour être influencé par la marée, le puits doit être à une distance d de la frontière tidale, l'aquifère n'étant alors pas réellement infini. En théorie, la frontière tidale et toutes les autres conditions aux frontières (hauteur d'eau connue, frontières imperméables...) peuvent être prises en compte en utilisant les puits images, ce qui ajoute des termes à la solution.

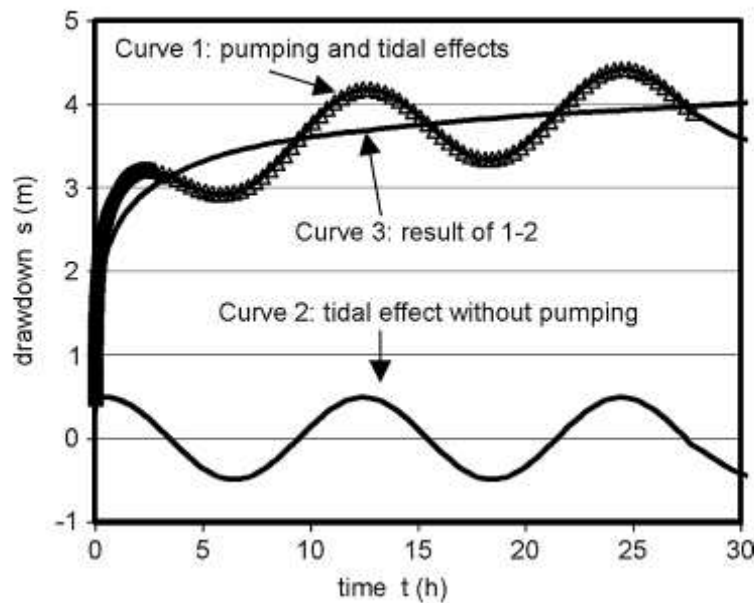


Figure 1-10 : Test de pompage dans un aquifère influencé par la marée

Cependant, la solution n'est valable que si la marée est parfaitement sinusoïdale pendant la durée du test. Dans le cas contraire, il est nécessaire d'effectuer des relevés dans le puits plusieurs jours avant le test, pour obtenir les fluctuations dues à la marée. De plus, à partir de la méthode de

superposition, la méthode peut être appliquée dans tous les cas (aquifère confiné, marée non sinusoïdale, gradient régional...).

1.3.1.4 Cas général d'un aquifère côtier

Afin de mieux prendre en compte la réalité d'un aquifère côtier, l'étude précédente a été étendue en prenant compte de :

- la présence d'une couche à nappe libre se terminant au niveau de la côte au dessus de la couche semi-perméable
- la présence d'un bouchon au pied de la couche perméable
- la prolongation de la couche perméable sous la mer
- la limite de la couche perméable avec la mer prise verticale
- la limite inférieure du système, imperméable
- toutes les couches s'étendant à l'infini dans les terres

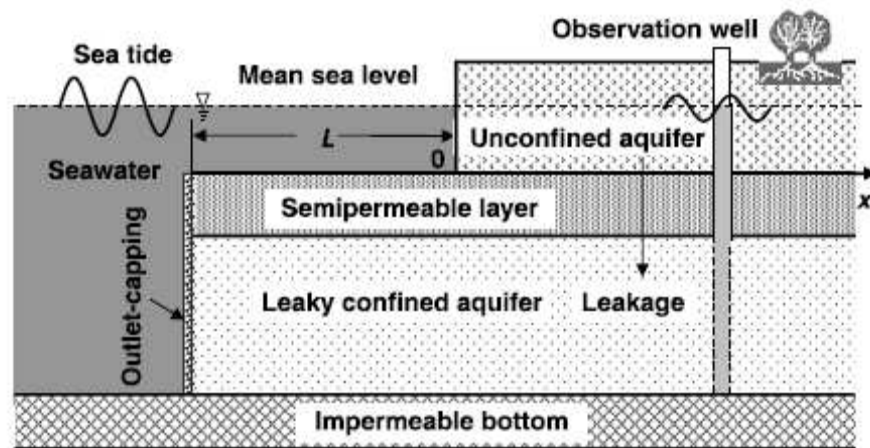


Figure 1-11 : Schéma général du système côtier Xia Y. et al. (2007)

Le « outlet capping » est un bouchon constitué de sédiments dont les propriétés diffèrent de celles de l'aquifère. Les fluctuations dans la nappe captive sont supposées négligeables, dues à la grande différence de plusieurs ordres de grandeur du coefficient d'emménagement avec la couche à nappe captive.

○ Équations du problème

Le modèle mathématique régissant le problème a été développé par Li et Jiao (2001a) tel que :

Pour $-L < x < 0$ et $-\infty < t < +\infty$

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + SL_e \frac{dh_s}{dt} + L_s (h_s - h) \quad (1.44)$$

Pour $x \geq 0$ et $-\infty < t < +\infty$

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - L_s h \quad (1.45)$$

h_s étant le niveau de la mer tel que $h_s(t) = A \cos(\omega t)$ et L_e l'efficacité de la marée définie par

$$L_e = \frac{\alpha}{\alpha + n\beta} \quad (\alpha [\text{Pa}^{-1}] \text{ est la compressibilité du squelette de l'aquifère à nappe captive et } \beta \text{ la}$$

compressibilité de l'eau contenue dans les pores de l'aquifère à nappe captive).

Les conditions aux limites sont :

$$\text{- pas de recharge à l'infini : } \left. \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x \rightarrow \infty} = 0 \quad (1.46)$$

- continuité de la charge et du flux au niveau de la côte :

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} h(x, t) = \lim_{x \rightarrow 0^-} h(x, t), \quad \lim_{x \rightarrow 0^+} \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} = \lim_{x \rightarrow 0^-} \frac{\partial h(x, t)}{\partial t} \quad (1.47)$$

- à l'interface entre l'aquifère et le bouchon (Li et al. (2007)):

$$-\left. \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x=-L} + \frac{K'}{Km} h|_{x=-L} = \frac{K'}{Km} h_s \quad (\text{avec } K' \text{ la conductivité hydraulique et } m \text{ l'épaisseur du bouchon}) \quad (1.48)$$

o Solution du problème

Pour simplifier l'écriture des solutions, on introduit les paramètres suivants :

- $a = \sqrt{\frac{\pi S}{T t_0}}$: paramètre de propagation de la marée dans l'aquifère confiné
- $u = \frac{L_s}{\omega S}$: drainance sans dimension de la couche semi-perméable
- $\sigma = \frac{K'}{amK}$: drainance sans dimension du bouchon

La solution aux problèmes (Xia Y. et al. 2007) est alors :

Pour $-L < x < 0$

$$h(x, t) = A e^{-apx} (\eta \cos(\omega t - aqx) + \xi \sin(\omega t - aqx)) + \lambda A \cos(\omega t) - \mu A \sin(\omega t) - \frac{1}{2} A e^{apx} (\lambda \cos(\omega t + aqx) + \mu \sin(\omega t + aqx)) \quad (1.49)$$

Pour $x \geq 0$

$$\begin{aligned} h(x, t) &= A e^{-apx} \left(\left(\eta + \frac{1}{2} \lambda \right) \cos(\omega t - aqx) + \left(\xi - \frac{1}{2} \mu \right) \sin(\omega t - aqx) \right) \\ &= A C_e e^{-apx} \cos(\omega t - aqx - \varphi) \end{aligned} \quad (1.50)$$

Où les paramètres sont définis tel que :

$$p = \sqrt{\sqrt{1+u^2} + u}, q = \sqrt{\sqrt{1+u^2} - u}, \lambda = \frac{u^2 + L_e}{u^2 + 1}, \mu = -\frac{(1-L_e)u}{u^2 + 1} \quad (1.51)$$

$$\text{Et } \eta - i\xi = \frac{\sigma(1 - (\lambda + i\mu))}{\sigma + (p + iq)} e^{-aL(p+iq)} + \frac{\sigma + (p + iq)}{\sigma - (p + iq)} \cdot \frac{1}{2} (\lambda + i\mu) e^{-2aL(p+iq)} \text{ avec } (\eta, \xi) \in \mathbb{R}^2 \quad (1.52)$$

$$C_e = \text{efficacité complète de la marée du système d'aquifère} = \sqrt{\left(\eta + \frac{1}{2} \lambda \right)^2 + \left(\xi - \frac{1}{2} \mu \right)^2}$$

$$\varphi = \arctan\left(\frac{2\xi - \mu}{2\eta + \lambda}\right)$$

La forme des solutions montre que l'onde de propagation dans les terres est sinusoïdale, de la même forme que la solution (1.37), avec le paramètre d'atténuation ($A C_e e^{-apx}$) et celui de déphasage ($-aqx - \varphi$).

○ Comparaison avec d'autres solutions

L'étude menée par (Xia Y. et al. 2007) étant générale, elle permet, en faisant varier les paramètres tels que la longueur de l'aquifère sous la mer, la perméabilité du bouchon ou celle de la couche semi-perméable, de retrouver des solutions présentées dans d'autres études.

▪ Aquifère à nappe captive s'étendant à l'infini sous la mer

On peut considérer cette hypothèse si la longueur de pénétration est suffisamment grande. Dans ce cas, $L \rightarrow \infty$ donc d'après l'équation (1.52) $\eta \rightarrow 0$ et $\xi \rightarrow 0$. On obtient alors les solutions :

Pour $-L < x < 0$:

$$h(x, t) = \lambda A \cos(\omega t) - \mu A \sin(\omega t) - \frac{1}{2} A e^{apx} (\lambda \cos(\omega t + aqx) + \mu \sin(\omega t + aqx)) \quad (1.53)$$

Pour $x \geq 0$

$$h(x, t) = A C_\infty e^{-apx} \cos(\omega t - aqx - \varphi_\infty) \quad (1.54)$$

$$\text{Avec } C_\infty = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{u^2 + L_e^2}{u^2 + 1}} \text{ et } \varphi_\infty = \arctan\left(\frac{(1-L_e)u}{u^2 + L_e}\right) \quad (1.55)$$

On remarque que lorsque l'aquifère s'étend à l'infini, le paramètre de bouchon σ n'apparaît plus. Cette solution est alors la même que celle de Li et Jiao (2001a).

A partir de l'étude de Li et Jiao (2001a), la longueur de l'aquifère peut être supposée infinie lorsque le produit $aL \geq 5$, soit une longueur supérieure à 500 m (a variant généralement de 10^{-2} à 10^{-3} m^{-1} (Li et Jiao, 2001b). Dans le cas où le toit de l'aquifère est imperméable, Li et al. (2007) ont obtenu le critère : $0.5 < aL < 5$. La valeur seuil peut alors être considérée comme la distance offshore maximale où les paramètres offshore sont déterminables à partir de mesure dans les terres. Cela constitue, en quelque sorte, la distance d'influence de la marée.

- Aquifère à nappe captive s'étendant à l'infini sous la mer avec toit imperméable

Cela équivaut à considérer $L_s=0$, soit $u=0$. On obtient alors la solution de van der Kamp (1972):

Pour $-L < x < 0$:

$$h(x,t) = L_e A \cos(\omega t) - \frac{L_e}{2} A e^{ax} \cos(\omega t + ax) \quad (1.56)$$

Pour $x \geq 0$

$$h(x,t) = \frac{L_e}{2} A e^{ax} \cos(\omega t - ax) \quad (1.57)$$

- Aquifère à nappe captive sans bouchon

Cela équivaut à considérer une épaisseur m de bouchon nulle, soit $\sigma \rightarrow \infty$. On obtient alors pour les deux paramètres η et ξ :

$$\eta = e^{-apL} ((1 - \lambda) \cos(aqL) - \mu \sin(aqL)) + \frac{e^{-apL}}{2} (\lambda \cos(aqL) + \mu \sin(aqL)) \quad (1.58)$$

$$\xi = e^{-apL} ((1 - \lambda) \sin(aqL) + \mu \cos(aqL)) + \frac{e^{-apL}}{2} (\lambda \sin(aqL) - \mu \cos(aqL)) \quad (1.59)$$

Les solutions (1.49, 1.50) restent les mêmes, en prenant en compte les nouvelles valeurs des paramètres. Ces solutions sont équivalentes à celles de Li et Jiao (2001a).

- Cas du bouchon imperméable

Dans ce cas, le paramètre $\sigma=0$, d'où $\eta - i\xi = -\frac{1}{2}(\lambda + i\mu)e^{-2aL(p+iq)}$. La solution (1.50) peut alors être simplifiée en :

$$h(x,t) = \frac{A}{2} (\lambda(e^{-apx} \cos(\omega t - aqx) - e^{-ap(x+2L)} \cos(\omega t - aq(x+2L))) + \mu(e^{-apx} \sin(\omega t - aqx) - e^{-ap(x+2L)} \sin(\omega t - aq(x+2L)))) \quad (1.61)$$

Cette solution permet de décrire le comportement de la charge d'un aquifère à nappe captive situé sous un cours d'eau, lorsque son niveau d'eau varie. L'aquifère est horizontal et est séparé de la rivière par une couche semi-perméable. Cette étude a déjà été menée (Maas et De Lange, 1987) et a permis d'obtenir la même solution.

▪ Aquifère sans longueur offshore

Cela équivaut à considérer $L=0$, soit alors :

$$h(x,t) = \frac{A\sigma}{\sqrt{(p+\sigma)^2 + q^2}} e^{-apx} \cos(\omega t - aqx - \arctan \frac{p}{\sigma + p}) \quad (1.62)$$

Cette solution, présentée par Ren et al. (2007) permet de retrouver la forme générale de la propagation de l'onde. Si on considère qu'il n'y a pas de bouchon, soit $\sigma \rightarrow \infty$, alors $h(x,t) = Ae^{-apx} \cos(\omega t - aqx)$ (4.30, Jiao et Tang, 1999). Pour retrouver la solution de Jacob (1940), on considère le toit de l'aquifère imperméable, soit $u=0$:

$$h(x,t) = Ae^{-ax} \cos(\omega t - ax) \quad (1.63)$$

○ Analyse des solutions

Les comparaisons sont menées sur les variations de la charge observable, c'est-à-dire celle pour $x \geq 0$, ces solutions pouvant être mise sous la forme $C_{\text{atténuation}} \cos(\omega(t-t_{\text{retard}}))$. La comparaison entre les solutions (1.50) et (1.61) permet d'évaluer l'effet du bouchon sur l'onde. L'existence du bouchon entraîne une diminution de l'amplitude d'un facteur C_e et modifie la phase d'une constante ϕ . On étudie l'influence des paramètres u , σ , aL , en imposant $L_e=0.5$. La longueur du toit, aL , sera imposée à 0.1 (figure 1-12), représentant une petite longueur de toit, et 1, qui correspond à une longueur moyenne.

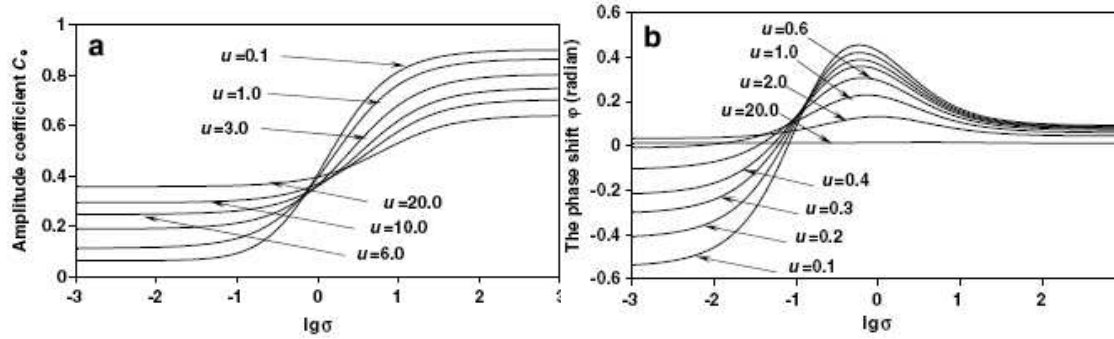


Figure 1-12 : Variation de C_e et de ϕ pour $aL=0.1$ (Xia Y. et al. 2007)

Pour toutes les valeurs de u , plus la valeur de σ augmente, moins l'atténuation de l'onde de marée est forte. Une augmentation de σ est provoquée soit par une augmentation de K' (augmentation de la conductivité hydraulique du bouchon), soit une diminution de l'épaisseur du bouchon m , du coefficient d'emmagasinement de l'aquifère à nappe captive ou de sa conductivité hydraulique. C_e est une fonction croissante de u pour les faibles valeurs de σ ($\log \sigma \leq -0.3$), une fonction décroissante pour les fortes valeurs de σ ($\log \sigma \geq 0.5$) et une fonction non monotone pour les autres valeurs. Quant à la phase, pour les faibles valeurs de σ ($\log \sigma < -1$) et de u ($u \leq 1$), ϕ est négative. La différence de phase augmente lorsque la valeur de u diminue, avec un pic pour une valeur de σ de 1.

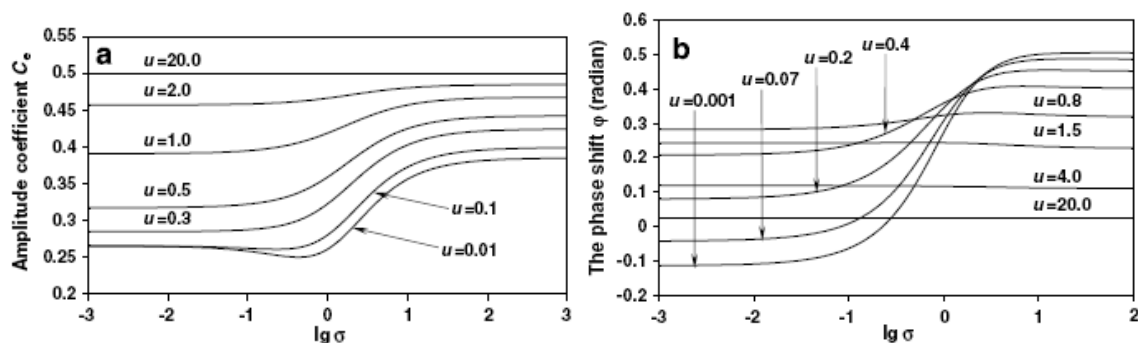


Figure 1-13 : Variation de C_e et de ϕ pour $aL=1$ (Xia Y. et al. (2007))

La figure 1-13 présente l'évolution de l'amplitude et du déphasage de l'onde pour différentes valeurs de u , pour $L_e=0.5$ et $aL=1$. Pour toutes les valeurs de σ , C_e est presque toujours une fonction croissante de u . Cela est dû au fait que la drainance à travers un toit offshore suffisamment long transfèrera plus de fluctuations à travers le toit de l'aquifère, d'où

l'augmentation de l'amplitude. Cependant, pour les faibles valeurs de u , la courbe n'est pas monotone. La variation de phase ϕ est négative seulement pour les faibles valeurs de σ ($\log \sigma \leq -1$) et les faibles valeurs de u ($u \leq 0.1$). Avec l'augmentation de u , C_e et ϕ deviennent insensibles aux variations de σ . Cela est dû au fait que l'effet de la drainance du bouchon est surpassé par celui d'un toit relativement long.

1.3.1.5 Extension de l'analyse de la marée

L'analyse précédente, même si elle prend en compte les principaux aspects d'un aquifère côtier, peut être élargie. D'autres études présentées dans le tableau 1-2 ont permis de considérer d'autres configurations particulières.

Cas	Équations différentielles	Solution	Référence
Propagation de la marée dans un estuaire	$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$	<p>Onde au niveau de l'estuaire :</p> $h(0, y, t) = H_0 + \sum_{k=1}^m A_k e^{-m_k y} \cos(a_k t + b_k y + c_k)$ <p>Pour une harmonique :</p> $h(x, y, t) = A e^{-px-my} \cos(at + by \pm \frac{aS + 2bmT}{2pT} x + c)$	Hongbing (1997)
		<p>Le long de la côte : $h(0, y, t) = A \cos(\omega t)$</p> <p>Le long de l'estuaire : $h(x, 0, t) = A e^{-\kappa_{er} x} \cos(\omega t - \kappa_{ei} x)$</p> $h(x, y, t) = A e^{-\kappa_{aro} x} \cos(\omega t - \kappa_{aio} x) + A \Re \int_0^t f(k_1 x) - f(k_1 - x) - f(k_2 x) + f(k_2 - x) dt_0$	Li L. et al. (2000)
aquifère en pente	$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$	$h(x_0(t), t) = D(1 + \alpha \cos(\omega t)) \quad \text{avec } x_0(t) = A \cos \beta \cos(\omega t)$ $H(X_1, T_1) = \alpha e^{-X_1} \cos(\theta_1) + \alpha^2 \left(\frac{1}{4} (1 - e^{-2X_1}) + \frac{1}{2} e^{\sqrt{2}X_1} \cos \theta_2 - \frac{1}{2} e^{2X_1} \cos(2\theta_1) \right)$	Teo et al (2003)
Aquifère à nappe libre, anisotropique et non-homogène	$K_x(y) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial y} (K_y(x, y) \frac{\partial \phi}{\partial y}) = 0$ <p>Emmagasinement de l'aquifère négligé</p>	$\phi(x, y, t) \Big _{x=0} = b + \sum_{j=1}^N A_j \cos(\omega_j t + c_j)$ <p>Pas de solution explicite</p>	Hailong et al. (2003)
Aquifère à nappe libre soumis à 2 ondes de marées asynchrone	$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$	$h(0, t) = H_{1j} \cos(\omega_j t)$ $h(L, t) = H_{2j} \cos(\omega_j t + \theta_j)$ $h(x, t) = \Re \left(\frac{H_{1j} e^{(aL-ax)(1+i)} - H_{1j} e^{(ax-al)(1+i)} + H_{2j} e^{i\theta_j + ax(1+i)} - H_{2j} e^{-\theta_j - ax(1+i)}}{e^{aL(1+i)} - e^{-aL(1+i)}} \right)$	Rotzoll K. et al (2008)

Tableau 1-2 : Présentation de différentes configurations de propagation d'une onde de marée

Les équations différentielles régissant ces problèmes sont souvent non-linéaires et ne permettent donc pas d'utiliser le théorème de superposition. Dans ce cas, il faut réaliser une étude géologique importante de l'aquifère afin d'établir le cas qui se rapproche le plus de la situation réelle.

De plus, ces analyses peuvent être étendues à tous cas d'un réservoir oscillant en contact avec un aquifère, si ces variations peuvent être mises sous la forme d'une somme de fonctions sinus, ou encore au cas d'un barrage, en contact avec un réservoir, soumis aux fluctuations de niveau d'eau (Knight 1981).

1.3.2 Autres ondes naturelles

Il s'agit maintenant de considérer les fluctuations dues au chargement atmosphérique et aux marées terrestres dans un aquifère à nappe captive, les variations ayant peu d'effet sur les aquifères à nappe libre (Jacob, 1940).

Les variations de l'efficiences barométrique sont essentiellement dues aux variations diurnes de la température, qui provoque une variation de la pression atmosphérique. Quant à la marée terrestre, elle résulte d'une déformation viscoélastique du globe terrestre sous l'action des forces gravitationnelles du soleil et de la lune (Bredehoeft 1967, Van der Kamp 1983).

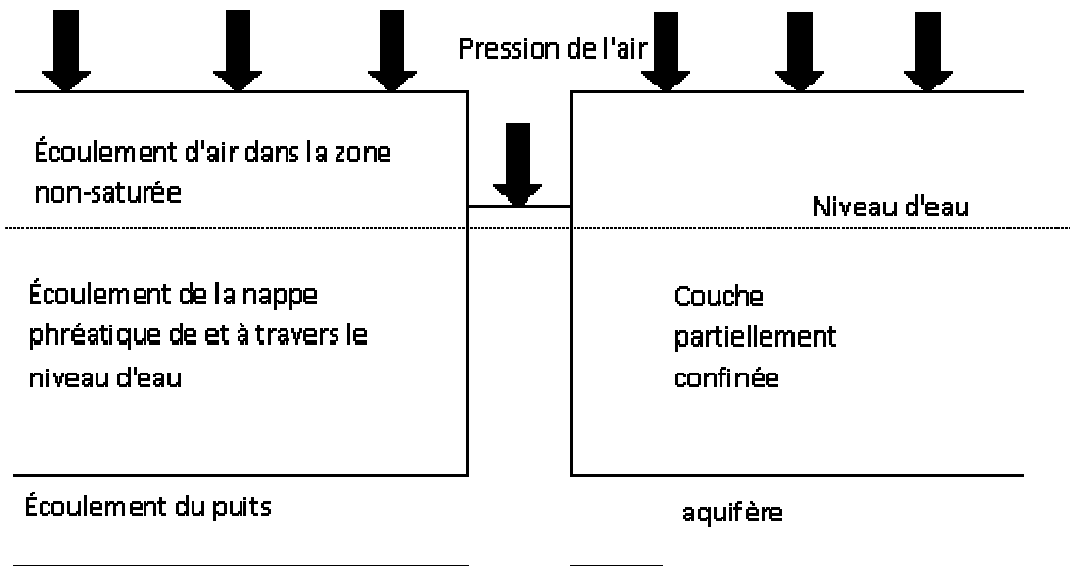


Figure 1-14 : Schéma du système influencé par les variations de pression de l'air

Il y a ainsi quatre déséquilibres possibles de pression dus aux modifications du chargement atmosphérique (figure 1-14):

- 1) écoulement d'air vertical induit par le déséquilibre ΔP entre la surface du sol et le niveau d'eau
- 2) écoulement vertical de la nappe phréatique induit par le déséquilibre $\gamma'' \Delta P$ entre le niveau d'eau et l'aquifère à nappe captive
- 3) écoulement vertical induit par le déséquilibre $(\gamma'' - \gamma) \Delta P$ entre la couche à nappe captive et l'aquifère
- 4) écoulement latéral dans la nappe induit par le déséquilibre $(1 - \gamma) \Delta P$ entre l'eau libre dans le puits et l'aquifère

Rojstaczer (1998) présente alors une étude théorique de la réponse du puits aux chargements atmosphériques en prenant compte les influences de la nappe phréatique entre le puits et l'aquifère, et de l'écoulement d'air entre la surface du sol et la nappe phréatique à travers la zone non saturée. Les paramètres de l'étude sont alors : diffusivité pneumatique de la zone non saturée, diffusivité hydraulique de la couche partiellement à nappe captive et perméabilité latérale de l'aquifère.

Il montre alors que la réponse du niveau d'eau au chargement atmosphérique dans des puits, qui percent un aquifère semi confiné, est dépendant des propriétés élastiques et d'écoulement du fluide, du matériau sus-jacent à l'aquifère et de la fréquence des variations de la pression barométrique.

Dans plusieurs exemples, la réponse du puits peut être divisée en 3 domaines de fréquence. La réponse pour les basses fréquences est indépendante de la perméabilité de l'aquifère et dépend des diffusivités de l'aquifère à nappe captive et de la zone non saturée. La réponse aux fréquences intermédiaires dépend des propriétés élastiques de l'aquifère et est indépendante des propriétés d'écoulement du fluide; elle est caractérisée par un plat de la phase et de l'efficacité barométrique. La réponse aux hautes fréquences est indépendante de la diffusivité de la couche à nappe captive et de la zone non saturée et est fortement dépendante de la perméabilité de l'aquifère. Elle est caractérisée par l'augmentation de l'atténuation et du retard de phase quand la fréquence augmente. La largeur de la séparation entre la réponse des hautes et basses fréquences (la largeur du domaine des fréquences intermédiaires) est dépendante du rayon du puits, de la transmissivité de l'aquifère, de l'épaisseur de la zone à nappe captive et la diffusivité hydraulique.

Les études nécessitent donc la connaissance parfaite de ces variations naturelles, c'est-à-dire en mesurant précisément la pression atmosphérique et en considérant les ondes de marées principales (Melchior, 1978), et en identifiant l'influence des variations dans le piézomètre. Le piézomètre répond inversement au changement de pression atmosphérique. Ces modifications du chargement produisent alors un écoulement de fluide, qui assure une remise en équilibre du système.

1.3.3 Étude des aquifères à partir d'ondes forcées

1.3.3.1 Étude théorique de la propagation dans une nappe captive

Le principe consiste alors à imposer un régime forcé sinusoïdal au niveau du puits, et, comme le cas des ondes naturelles, de mesurer le déphasage et la variation d'amplitude dans des piézomètres. Cela permet d'imposer une onde de fréquence et d'amplitude connue, et de s'adapter aux paramètres de l'aquifère. Cependant, cette approche nécessite, comme dans le cas de la marée, de connaître une solution théorique des équations du problème. Les études sont menées en 1D, et les hypothèses générales d'étude sont identiques à celle dans le cas d'aquifère côtier.

Pour Towley (1995), l'équation différentielle à résoudre est :

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{T}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) + R, \quad (1.64)$$

R étant un terme de recharge. En supposant que la solution est de la forme :

$$h(x,t) = h_s(t) + \text{Re}(h_p(r) \exp(i\omega t)) \quad (1.65)$$

Dans la mesure où l'équation différentielle est linéaire, il est possible de séparer l'étude en une partie permanente et une partie transitoire. En considérant le cas d'un puits dans un aquifère sans recharge ($R=0$), avec un débit périodique connu en $r=r_0$ ($U(r,t) = -U_s(r) + \text{Re}(U_p \exp(i\omega t))$), (4.33) et un rabattement nul ($H_s=H_p=0$) en $r=L$. Dans ce cas, on obtient :

$$\begin{cases} \frac{T}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{dh_s}{dr} \right) + R_s = 0 \\ \frac{T}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{dh_p}{dr} \right) - i\omega S h_p + R_p = 0 \end{cases} \quad (1.66)$$

$$\text{Et la solution} \begin{cases} h_s = \frac{U_s}{2\pi a} \ln\left(\frac{r}{L}\right) \\ h_p = \frac{U_p}{2\pi T} \left[\frac{1}{b \frac{r_0}{L}} \frac{I_0(b)K_0(b \frac{r}{L}) - K_0(b)I_0(b \frac{r}{L})}{I_0(b)K_1(b \frac{r}{L}) + K_0(b)I_1(b \frac{r}{L})} \right] \end{cases} \quad \text{avec } b^2 = \frac{L^2 S}{TP} \text{ et } P \text{ la}$$

$$\text{période} = \frac{2\pi}{\omega}. \quad (1.67)$$

En introduisant le paramètre $Y_p = \frac{U_p}{2\pi T}$, en phase avec U_p , on trace l'évolution de l'amplitude et de la phase de l'onde (figure 1-15).

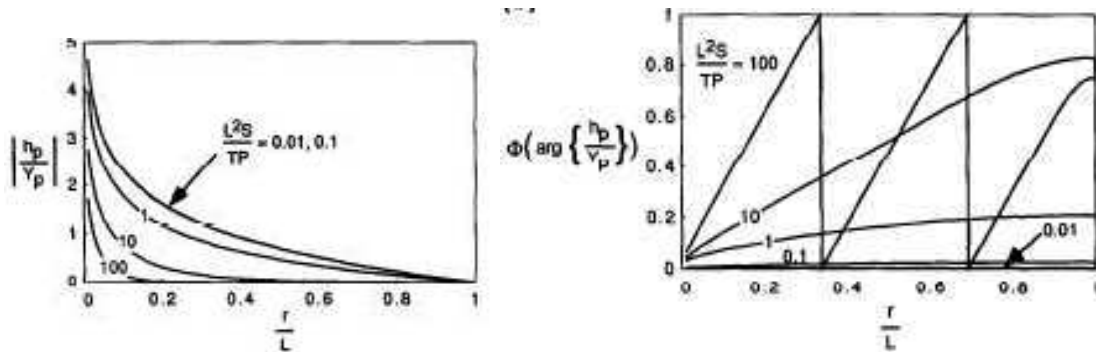


Figure 1-15 : Variation de la phase et de l'amplitude dans l'aquifère en fonction de L^2S/TP avec $r_0/L=0.01$ (Towley 1995)

Le comportement par rapport à b^2 (avec $b^2 = \frac{L^2S}{TP}$) est paradoxal, dans la mesure où lorsque b^2 est faible, l'amplitude varie lentement ce qui permet d'obtenir des valeurs loin du puits, alors que la différence de phase varie peu et reste proche de 0. De plus, pour les faibles valeurs de b^2 , les amplitudes ne sont pas distinguables. Ainsi, dans la mesure où le facteur Y_p est inversement proportionnel à T , l'amplitude lorsque $b^2=0.1$ est 10 fois supérieure à celle lorsque $b^2=0.001$, si on suppose que S est constant.

Pour des fortes valeurs de b^2 , la variation d'amplitude n'est décelable que près du puits, mais les différences de phases varient suffisamment pour être observées partout. Un bon compromis semble être la valeur 1. Il conviendra alors de faire varier la période du signal, par simulation par exemple, pour obtenir une valeur de b^2 acceptable.

En étudiant de même l'évolution de l'amplitude et de la phase en fonction de b^2 , on peut montrer l'intérêt d'introduire un système de pompage sinusoïdal (figure 1-16).

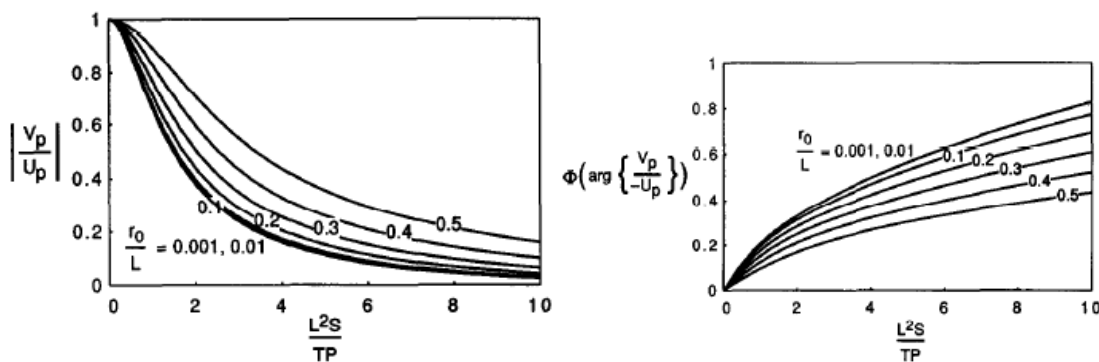


Figure 1-16 : Amplitude et déphasage en $r=L$ en fonction de b^2 (Towley 1995)

Quand le temps de réponse sans dimension de l'aquifère est petit, l'aquifère répond rapidement et l'onde en $r=L$ est presque la même que celle dans le puits de pompage. Si b^2 est petit cela implique faible longueur, faible emmagasinement et forte conductivité, grande période. L'amplitude est le paramètre qui varie le plus rapidement et qu'il sera difficile de mesurer lorsque la valeur du rapport V_p/U_p sera inférieure à 20%. Cela permet de mettre en relief le comportement de l'onde dans le puits en fonction des paramètres et permet de comprendre la technique de pompage en régime sinusoïdal. De plus la réponse dépendant du paramètre b^2 , la période et la longueur de l'aquifère étant connues, il sera alors possible de déterminer uniquement le rapport S/T .

1.3.3.2 Cas d'un aquifère composite

A partir de l'étude de Townley (1995) présentée précédemment, il est possible d'analyser le phénomène de propagation d'une onde dans un système composé de plusieurs aquifères de caractéristiques différentes (figure 1-17) (Treffy 1999).

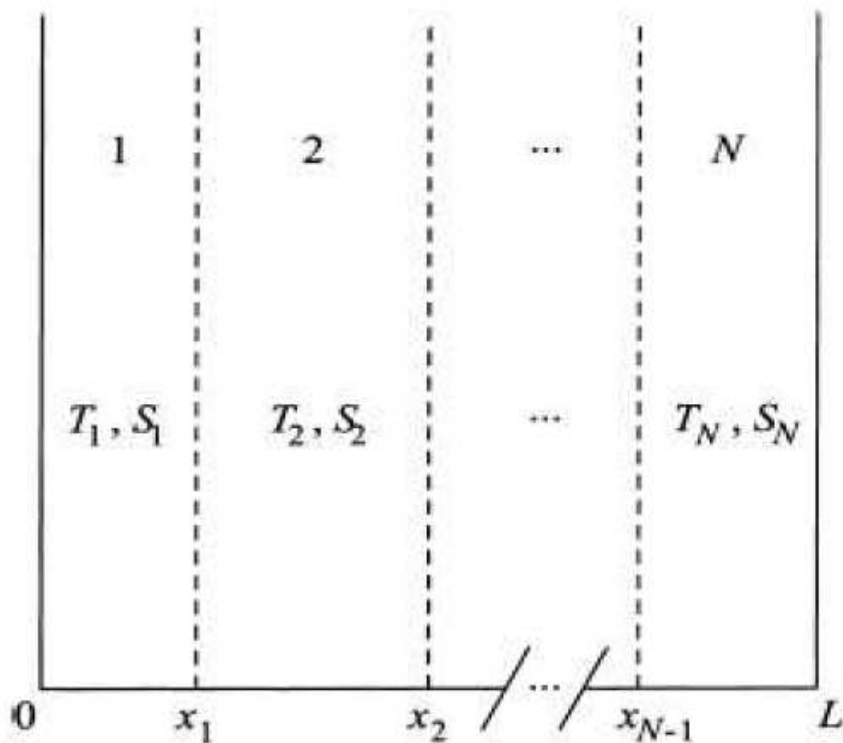


Figure 1-17 : Schéma explication du système composé de N aquifères (Treffy 1999)

Soit N aquifères contigus, référencés par l'indice j, l'équation de diffusion étant valable dans chacun des aquifères, on obtient les solutions suivantes :

$$h_s^j = -\frac{R_s}{2T_j} x^2 + C_1^j x + C_2^j \quad \text{Avec } a_j = \frac{i\omega S_j}{T_j} \quad (1.68)$$

$$h_p = D_1^j \cosh(a_j x) + D_2^j \sinh(a_j x) + \frac{R_p}{i\omega S_j}$$

La charge et le flux sont continus d'un aquifère à l'autre, on introduit alors une condition de continuité :

$$h_s^j(x_j) = h_s^{j+1}(x_j) \quad (1.69)$$

$$T_j \frac{dh_s^j}{dx} \Big|_{x=x_j} = T_{j+1} \frac{dh_s^{j+1}}{dx} \Big|_{x=x_{j+1}}$$

Comme pour le problème de Towley (1995), les solutions dépendent de deux paramètres C_{j1} et C_{j2} . Ainsi déterminer les constantes implique 2N équations linéaires. Le problème revient alors à résoudre deux systèmes matriciels, le premier pour les composantes permanentes, le second pour les composantes périodiques. Par exemple soit un système composé de deux aquifères, limité en $x=0$ par une frontière de flux nul, et en $x=L$ par une condition de Dirichlet et sans recharge $R=0$. La discontinuité est située en $x=x_1$. Pour l'état permanent la matrice est alors :

$$\begin{pmatrix} -T_1 & 0 & 0 & 0 \\ x_1 & 1 & -x_1 & -1 \\ T_1 & 0 & -T_2 & 0 \\ 0 & 0 & L & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1^1 \\ C_2^1 \\ C_1^2 \\ C_2^2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ H_s \end{pmatrix} \quad \text{Soit } C_1^1 = C_1^2 = 0 \text{ et } C_2^1 = C_2^2 = H_s \quad (1.70)$$

Et pour l'état transitoire, la matrice solution est :

$$\begin{pmatrix} D_1^1 \\ D_2^1 \\ D_1^2 \\ D_2^2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{2a_2 T_2 H_p}{(a_1 T_1 + a_2 T_2) \cosh[a_2 L + x_1(a_1 - a_2)] - (a_1 T_1 - a_2 T_2) \cosh[a_2 L - x_1(a_1 + a_2)]} \\ 0 \\ \frac{H_p \{a_2 T_2 \cosh(a_1 x_1) \cosh(a_2 x_1) - a_1 T_1 \sinh(a_1 x_1) \sinh(a_2 x_1)\}}{\{a_2 T_2 \cosh(a_1 x_1) \cosh[a_2(L - x_1)] + a_1 T_1 \sinh(a_1 x_1) \sinh[a_2(L - x_1)]\}} \\ \frac{H_p \{a_1 T_1 \sinh(a_1 x_1) \cosh(a_2 x_1) - a_2 T_2 \cosh(a_1 x_1) \sinh(a_2 x_1)\}}{\{a_2 T_2 \cosh(a_1 x_1) \cosh[a_2(L - x_1)] + a_1 T_1 \sinh(a_1 x_1) \sinh[a_2(L - x_1)]\}} \end{pmatrix} \quad (1.71)$$

$$\text{Soit la solution périodique : } h_p(x) = \begin{cases} D_1^1 \cosh(a_1 x) & 0 \leq x \leq x_1 \\ D_1^2 \cosh(a_2 x) + D_2^2 \sinh(a_2 x) & x_1 \leq x \leq L \end{cases} \quad \text{avec} \quad (1.72)$$

1.3.3.3 Étude expérimentale dans un aquifère

Une étude à partir d'essai cyclique a été menée afin d'estimer les propriétés d'un aquifère aux États-Unis (Rasmussen et al. 2003). Elle a été menée sur la rive du Savannah (SC) proche du complexe du Burial. Le site est situé près du bord de la plaine côtière atlantique, où le taux de sédimentation diminue fortement et crée d'importants changements de faciès.

Le massif comporte donc 3 aquifères (Figure 1-18):

- l'aquifère Gordon est le plus profond et à une épaisseur entre 20 et 30 m.
- les argiles vertes séparent cette aquifère de l'aquifère « upper three runs ». Cet aquifère est subdivisé en 2 unités : la supérieure (à nappe libre, d'épaisseur 3 à 12 m) et l'inférieure à nappe captive d'épaisseur 12 à 40 m).
- l'aquifère de surface est quant à lui à nappe libre et rechargé par les précipitations.

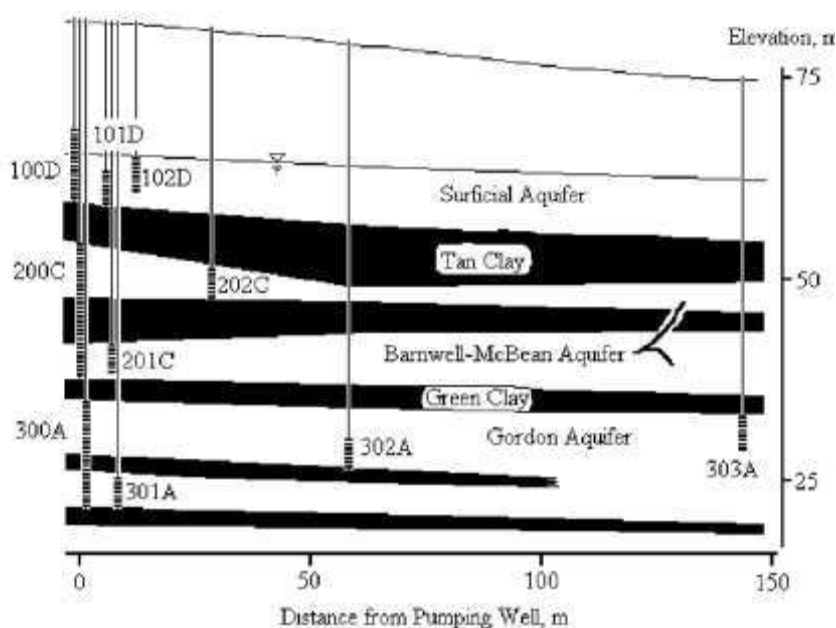


Figure 1-18 : Profil du massif et des 3 aquifères (Rasmussen et al (2003))

Le système employé pour tester l'aquifère se compose de deux pompes à débit variable, la première pompant dans l'un des aquifères jusqu'à un conteneur et la seconde du conteneur jusqu'au puits de pompage. L'évolution du niveau de l'eau est observée dans le puits et les piézomètres.

Une solution analytique a été développée pour permettre la détermination des paramètres des aquifères. On utilise une représentation complexe du signal d'entrée

$$Q = Q_0 e^{i\omega t} = Q_0 (\cos(\omega t) + i \sin(\omega t)) \quad (1.73)$$

Cela permettra d'obtenir une réponse complexe, dont la partie imaginaire correspondra à la composante imaginaire de la fonction de pompage et dont la partie réelle correspondra à la composante réelle. On travaille en rabattement $s(t)$.

Dans un aquifère à nappe captive, dont les conditions aux limites sont les suivantes

$$\begin{aligned} s(r, 0) &= 0 \\ s(\infty, t) &= 0 \end{aligned} \quad (1.74)$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} r \frac{\partial s}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi T}$$

$$\text{La solution est alors } s(r, t) = \frac{Q}{2\pi T} K_0 \left(r \sqrt{\frac{i\omega}{D}} \right) \quad (1.75)$$

avec D la diffusivité et K_0 la fonction de Bessel modifiée à l'ordre 0. Cette solution néglige la partie non périodique transitoire du début de l'expérience, qui disparaît quelques instants après le début du test.

Pour un cas similaire, Black et Kipp (1981) ont établi le problème suivant :

$$- \nabla^2 h = \frac{S}{Kl} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.76)$$

$$- \lim_{r_0 \rightarrow 0} 2\pi r_0 \frac{\partial h}{\partial r} \bigg|_{r=r_0} = 0 \quad (1.77)$$

Avec l l'épaisseur de l'aquifère, $S = l.S^*$, S^* l'emmagasinement en 2D

$$\text{D'où la solution : } h(r, t) = \frac{Q_0}{2\pi Kl} K_0 \left(\left(\frac{\omega r^2 S^*}{K} \right)^{\frac{1}{4}} e^{\frac{i\pi}{4}} \right) e^{i\omega t} \quad (1.78)$$

La différence entre les deux solutions provient du fait que Black et Kipp (1981) utilisent un rabattement sinusoïdal pour la condition au niveau du puits au lieu d'un débit.

○ Interprétation des essais

A l'aide des deux pompes et d'un réservoir de stockage, une série d'essais est réalisée sur 3 groupes de piézomètres. Les résultats sont présentés ci-dessous (figure 1-19).

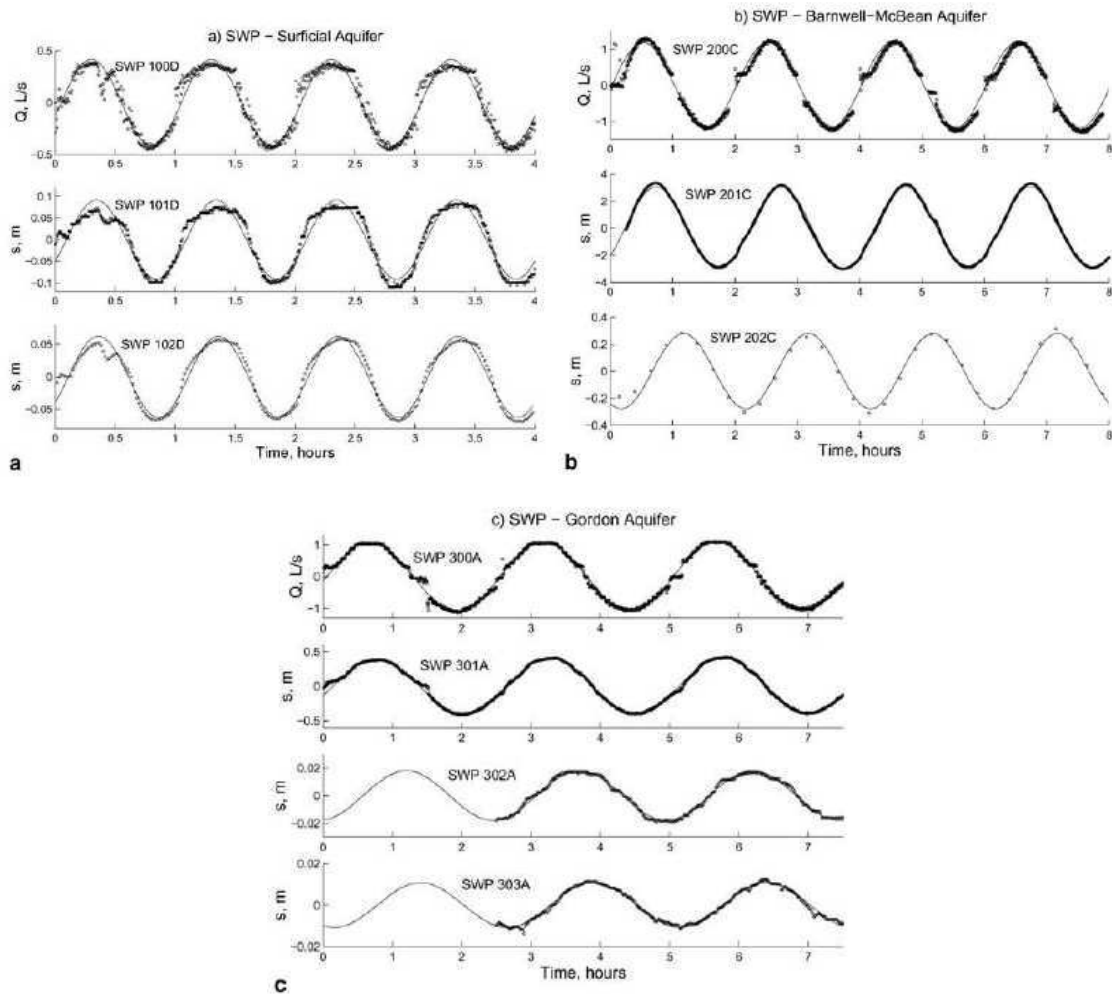


Figure 1-19 : Résultats obtenus pour les 3 aquifères (Rasmussen et al. 2003)

Les SWP 10*, 20* et 30* sont les piézomètres où les mesures de rabattements sont réalisées. Ces piézomètres sont alignés et sont de plus en plus éloignés du puits. Il est alors possible de mesurer la variation d'amplitude et le déphasage de chaque signal par rapport au signal d'entrée et, grâce à ses deux paramètres et aux équations théoriques, d'obtenir la transmissivité et le coefficient de stockage de chacun des aquifères (figure 1-20).

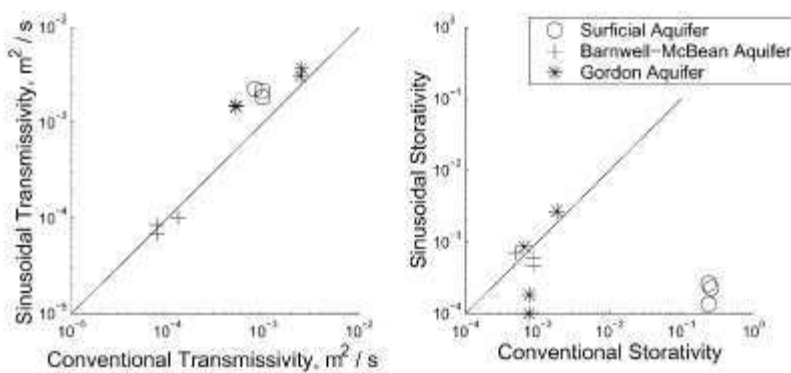


Figure 1-20 : Comparaison des résultats obtenus par test conventionnel et test sinusoïdal

Pour la transmissivité, les résultats entre les deux méthodes d'investigation sont comparables. Pour le coefficient d'emménagement, les comparaisons sont plus difficiles : pour les deux aquifères profonds, les résultats sont quasi identiques, alors que pour l'aquifère à la surface, ils sont totalement différents. Le test conventionnel évalue S à 0.25 alors que le test sinusoïdal l'évalue à $2 \cdot 10^{-4}$ pour l'aquifère de surface. Il semble que le test sinusoïdal estime l'emménagement de type élastique, comme pour un aquifère à nappe captive, alors que le test « conventionnel » (qui implique le transfert de grands volume d'eau) estime la porosité de drainage. Pour l'aquifère Gordon, la différence entre les résultats doit être due à l'emménagement des piézomètres. L'avantage du matériel de contrôle utilisé pendant un test sinusoïdal est qu'il permet d'imposer le flux dans les piézomètres plutôt que dans le puits lui-même. Les effets de perte de charge peuvent alors être compensés en faisant varier le débit du puits.

CHAPITRE 2 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

2.1 Critique de la revue de littérature

La première partie de la revue de littérature présente le contexte général de l'étude, et les notions d'hydrogéologie qui y seront utilisées : l'équation de diffusion, les méthodes d'interprétation des essais de pompage, par exemple. Il n'y a pas de remarques particulières à faire sur le sujet.

2.1.1 Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage

Habituellement, l'analyse d'essai de pompage est réalisée à partir de la méthode de Theis (1935) ou de Cooper Jacob (1946). Cependant, ces méthodes supposent que les piézomètres et le puits ont un diamètre nul et qu'il est alors possible de négliger leurs effets sur la détermination de la transmissivité et de l'emmagasinement d'un aquifère.

Comme le montre la section 1.2, ces hypothèses peuvent mener à des résultats erronés à cause de deux phénomènes : l'emmagasinement spécifique des tuyaux et le temps de retard qu'ils induisent. Le premier phénomène a d'abord été observé lors d'utilisation de puits à grand diamètre et étendu au cas où de nombreux piézomètres sont installés. Il est dû au fait que la charge dans les piézomètres est exprimée en volume d'eau, alors qu'elle l'est en pression dans l'aquifère. Le second principe a d'abord été étudié dans le cas d'essai de perméabilité, avant d'être étendu aux essais de pompage. Il est induit par le fait que les piézomètres répondent plus lentement que l'aquifère lors d'une variation de charge.

Cependant, bien que ces deux effets ont déjà été observés séparément, il n'existe aucune étude conjointe des deux effets, afin d'évaluer l'influence complète des piézomètres sur un essai de pompage.

De plus, les études menées sont pour la plupart théoriques, en présentant des méthodes permettant de traiter les résultats d'un essai de pompage. Aucun essai de pompage n'a été mené sur un site instrumenté pour vérifier les théories. De plus, les essais permettant de valider les études théoriques sont souvent des cas idéaux, dont les valeurs sont obtenues par simulation.

Les méthodes proposées pour traiter les essais en tenant compte du temps de retard (Black et Kipp, 1977, Malama et Barrash, 2009) sont toutes deux graphiques, et elles requièrent la

superposition des courbes de rabattement en fonction du temps avec des courbes théoriques. Cette superposition est souvent subjective, comme pour la méthode de Theis. De plus, les courbes proposées sont semblables les unes aux autres, ce qui renforce le sentiment que l'utilisation de ces méthodes sera difficile.

2.1.2 Propagation d'onde

Les essais de pompage constituent la majorité des essais réalisés sur de grandes échelles afin d'obtenir les paramètres d'un aquifère. Ils sont parfois de longue durée ou nécessitent de pomper de grandes quantités d'eau. Cela peut constituer un inconvénient majeur dans le cas d'un aquifère pollué par exemple, puisque de grands réservoirs pour stocker l'eau seront nécessaires.

Une autre possibilité, parfois utilisée, est l'utilisation de la propagation de la marée dans les aquifères côtiers, ce qui est un moyen rapide et économique de déterminer la diffusivité d'un aquifère. En effet, elle ne nécessite que l'installation de plusieurs piézomètres à différentes distances de la limite entre la mer et la côte, et de mesurer les variations de nappe pendant plusieurs périodes de 12 ou 24h. Cependant, comme le montre les études théoriques présentées dans la section 1.3, cette technique nécessite de parfaitement connaître les conditions géologiques, afin de connaître la solution théorique à utiliser. De plus le signal d'entrée n'est pas maîtrisé, car il s'agit de la marée, dont l'amplitude et la phase ne sont pas constantes en fonction du temps, et il faudra les mesurer lors de chaque essai.

L'étude de l'évolution d'une onde de pression sinusoïdale à partir d'un puits est sensiblement la même que celle de l'étude de la propagation de la marée. Il s'agit alors d'imposer une onde de caractéristiques connues dans le puits et de mesurer son évolution dans les piézomètres. Les premières solutions des équations proposées dans le cadre de la propagation d'une onde ne concernent cependant que l'état stationnaire, et ne prennent pas en compte le rayon du puits. L'étude analytique menée par Saucier, qui tient compte de ces deux observations, servira alors de base à notre étude numérique.

De plus, les études concernent essentiellement des aquifères à nappe captive, sans tenir compte de l'effet des couches entourant l'aquifère, couches dont l'influence ne semble pas être négligeable (De Cazenove, 1971).

Finalement, les études, comme dans le cas de la marée, ne présentent que des solutions théoriques, sans expliciter des moyens de les utiliser dans le cas d'essai in situ, en apportant des recommandations.

2.2 Objectifs de l'étude

2.2.1 Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage

Comme l'étude bibliographique l'a montré, l'effet des piézomètres lors d'un essai de pompage ne peut pas être négligé. Le principal objectif de cette section sera alors de valider ces analyses. Pour cela, plusieurs objectifs secondaires seront à valider :

- réaliser plusieurs essais de pompage dans 2 configurations différentes
- évaluer l'influence des piézomètres sur la détermination de la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère
- vérifier que le temps de retard et l'emmagasinement des piézomètres modifient conjointement les résultats
- valider la nécessité d'utiliser des obturateurs lors d'un essai de pompage
- proposer une méthode afin d'analyser les résultats des essais de pompage en tenant compte de l'emmagasinement des piézomètres et du temps de retard

2.2.2 Propagation d'onde

Dans cette seconde section, l'objectif principal sera d'établir les principes d'un essai de propagation d'onde sinusoïdale. Pour cela, plusieurs objectifs seront à atteindre :

- étudier le comportement d'une onde dans un aquifère à nappe captive
- valider la solution proposée par Saucier et al. (2009) à partir de simulation
- présenter une ou plusieurs méthodes afin de calculer la diffusivité d'un aquifère à partir des données du terrain
- analyser le comportement de l'onde dans différentes configurations

- proposer une autre méthode d'étude des aquifères sur de grandes échelles
- réaliser des essais sur le terrain afin de valider les théories

2.3 Méthodologie

2.3.1 Effet des piézomètres et du puits lors d'un essai de pompage

Plusieurs séries d'essais de pompage seront menées sur un site instrumenté. Les essais seront réalisés à débit constant, en mesurant les rabattements dans les piézomètres et le puits grâce à des capteurs de pression. Chaque série sera menée avec et sans obturateurs, afin de comparer le comportement du rabattement dans les deux cas. Le bon fonctionnement des capteurs, des obturateurs, la stationnarité de la nappe et la variation de la pression atmosphérique pendant chaque essai seront vérifiés. Les données de ces essais seront traitées avec les méthodes usuelles présentées au paragraphe 1.1.4.3 et les résultats ainsi obtenus, comparés. Plusieurs méthodes ont été proposées dans la revue de littératures, afin de prendre en compte l'effet des tuyaux pendant un essai de pompage (Black et Kipp, 1977, Chapuis et Chenaf, 2003). Elles seront utilisées sur les résultats des essais terrains, afin d'évaluer leur efficacité.

Une modélisation numérique du site d'étude simplifié permettra de se rendre compte de l'influence du temps de retard et de l'emmagasinement des tuyaux sur les données d'un essai de pompage. Pour cela, les données des essais terrains seront comparées aux données du modèle, avec pour but de les faire correspondre. Cette vérification sera faite en comparant les droites de Cooper Jacob. Plusieurs configurations seront utilisées : sans tenir compte de l'effet des tuyaux, en ne tenant compte que de l'emmagasinement des tuyaux et finalement en tenant compte des deux effets.

2.3.2 Propagation d'onde

Cette étude sera menée principalement à partir de simulation menée sur le logiciel SEEP.

Une première étude consistera à étudier la propagation d'une onde de pression dans un aquifère à nappe captive, sans considérer les effets des deux couches entourant cet aquifère. La solution de Saucier et al (2009) sera vérifiée et utilisée avec les résultats obtenus grâce aux simulations afin de mettre en place deux méthodes d'évaluation de la diffusivité d'un aquifère : la première, graphique, permettra d'évaluer rapidement la diffusivité, la seconde, consistera en la résolution

analytique de l'équation différentielle du problème avec le logiciel Mathematica. Les résultats obtenus par la méthode analytique seront comparés aux résultats expérimentaux, afin d'évaluer l'efficacité de cette dernière méthode.

La seconde étude étoffera la précédente en incluant deux couches au dessus de la précédente, afin de simuler un système d'aquifère. Une étude paramétrique sera menée afin d'évaluer l'influence de ces deux nouvelles couches et vérifier si les méthodes proposées dans le cas d'une couche simple pour calculer la diffusivité peuvent être étendue ici. Finalement, le cas d'un contact en pente entre un aquifère et un aquitard sera étudié, afin d'établir le comportement de l'onde au niveau du contact entre les deux couches et estimer comment la variation des paramètres d'une des deux couches influence le comportement de l'onde.

CHAPITRE 3 EFFET DU TEMPS DE RÉPONSE ET DE L'EMMAGASINEMENT DES TUYAUX SUR LA DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'UN AQUIFÈRE

Afin d'évaluer l'influence de l'emmagasinement des piézomètres et du puits et celle du temps de retard, une série de tests de pompage a été menée sur le site de Sorel, une ville située à environ 100km au nord-est de Montréal. Une étude hydrogéologique complète du site a été réalisée par Dallaire (2004), et a permis de caractériser le site comme suit :

- site relativement plat, de grande dimension, à bonne accessibilité, épaisseur saturée de plus de 2m, avec présence de stratifications
- installation de 44 piézomètres et un puits de profondeur moyenne 5.12m (figure 3-1). Le diamètre intérieur du puits est de 52mm et celui des piézomètres 34.5mm.

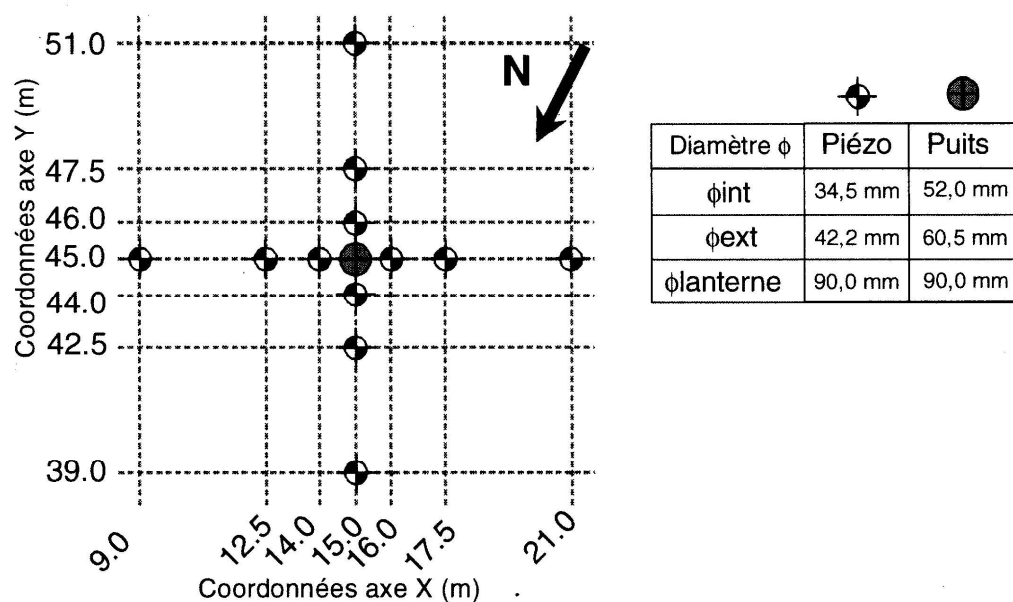


Figure 3-1 : plan de la situation autour du puits à Sorel

Les essais se déroulent en deux étapes : la première consiste en un test de pompage standard, à débit constant. La seconde consiste en l'isolation des piézomètres grâce à la mise en place d'un obturateur dans chaque piézomètre et dans le puits. Une attention particulière sera faite afin

d'installer les obturateurs sous le niveau d'eau prévu après rabattement. L'isolation des piézomètres devrait alors permettre de ne pas subir les effets de l'emmagasinement des tuyaux. Les mesures de pression seront prises toutes les 15 secondes (campagne 1) et 5 secondes (campagne 2), grâce à des capteurs de pression.

Deux campagnes de pompage ont eu lieu sur le site de Sorel. La première, sur une journée, a permis de mener une étude, à partir d'essai de 1h de pompage et de 1h de remontée au même débit constant de 7L/min. Le faible débit employé ici est dû au faible diamètre des tubulures utilisables dans le puits. Pour les deuxième essais, un nouvel obturateur a été utilisé, permettant des débits plus élevés (10.7L/min sans obturateur et 12.5L/min avec obturateur). De plus, pour cette deuxième phase, les essais ont eu lieu sur deux jours, ce qui a permis de réaliser des pompages pendant 4h, et de laisser une remontée de 4h. Plusieurs méthodes d'interprétation de l'évolution du rabattement peuvent être utilisées. Cependant, l'état permanent n'a pas été atteint lors des essais, ce qui limite à l'utilisation de la méthode de Theis, de Cooper-Jacob, de Singh et du rabattement en fonction de la distance.

3.1 Interprétation des essais

Pour l'interprétation des essais, des capteurs de pression ont été placés dans la zone autour du puits, et dans des zones non influencées par l'essai de pompage (seulement pour la campagne 2), afin d'observer les variations naturelles de la nappe. Un capteur de pression atmosphérique a aussi été mis en place, pour obtenir les variations de la pression barométrique, dont la variation peut avoir un effet sur le rabattement dans les piézomètres (Marsoud et al. 1993, Ritzi et al. 1991).

3.1.1 Vérifications préliminaires

Afin de valider les résultats des essais de pompage, plusieurs vérifications ont été effectuées. Tout d'abord il faut vérifier la bonne marche des capteurs de pression, afin de valider leurs mesures de pression, ensuite l'évolution de la pression barométrique et de la hauteur naturelle de la nappe, pour voir si elles influencent les essais de pompage, et enfin la bonne mise en place des obturateurs, afin de vérifier s'ils ont été efficaces et que le puits et les piézomètres ont bien été isolés.

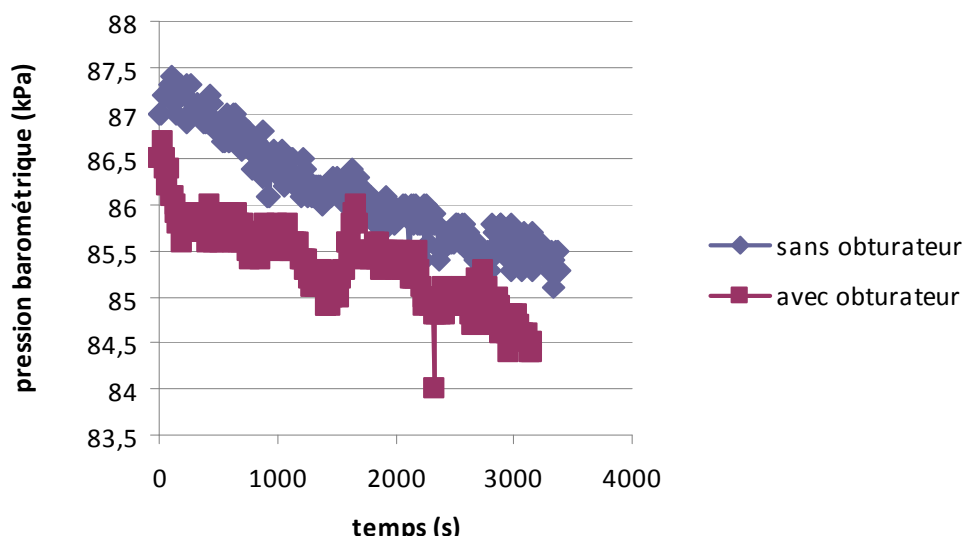


Figure 3-2 : Évolution de la pression barométrique pendant la première campagne d'essai

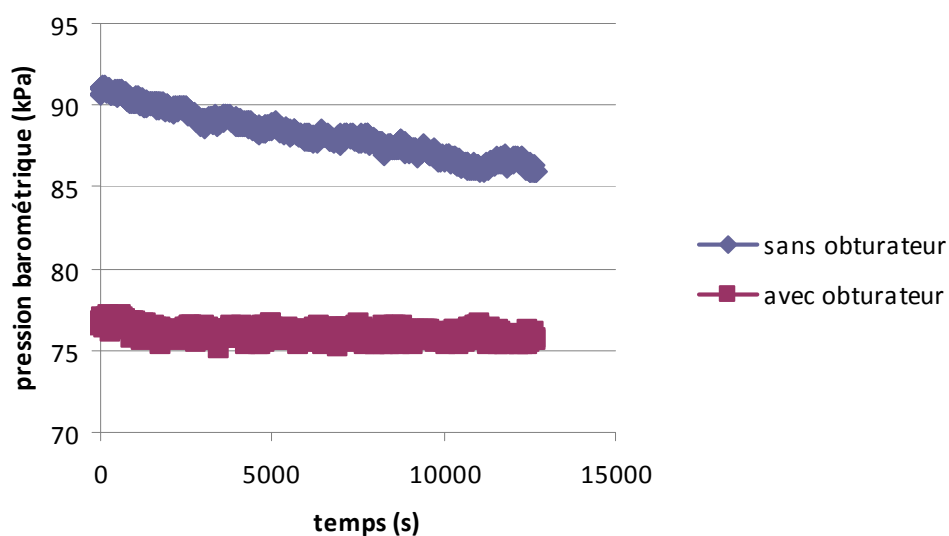


Figure 3.3 : Évolution de la pression barométrique pendant la deuxième campagne d'essai

Les variations sont plus importantes lors du premier essai que lors du deuxième, mais sur toute la longueur de l'essai, elles restent faibles par rapport au rabattement (moins de 2cm) et n'influencent pas significativement le rabattement (figures 3-2,3-3).

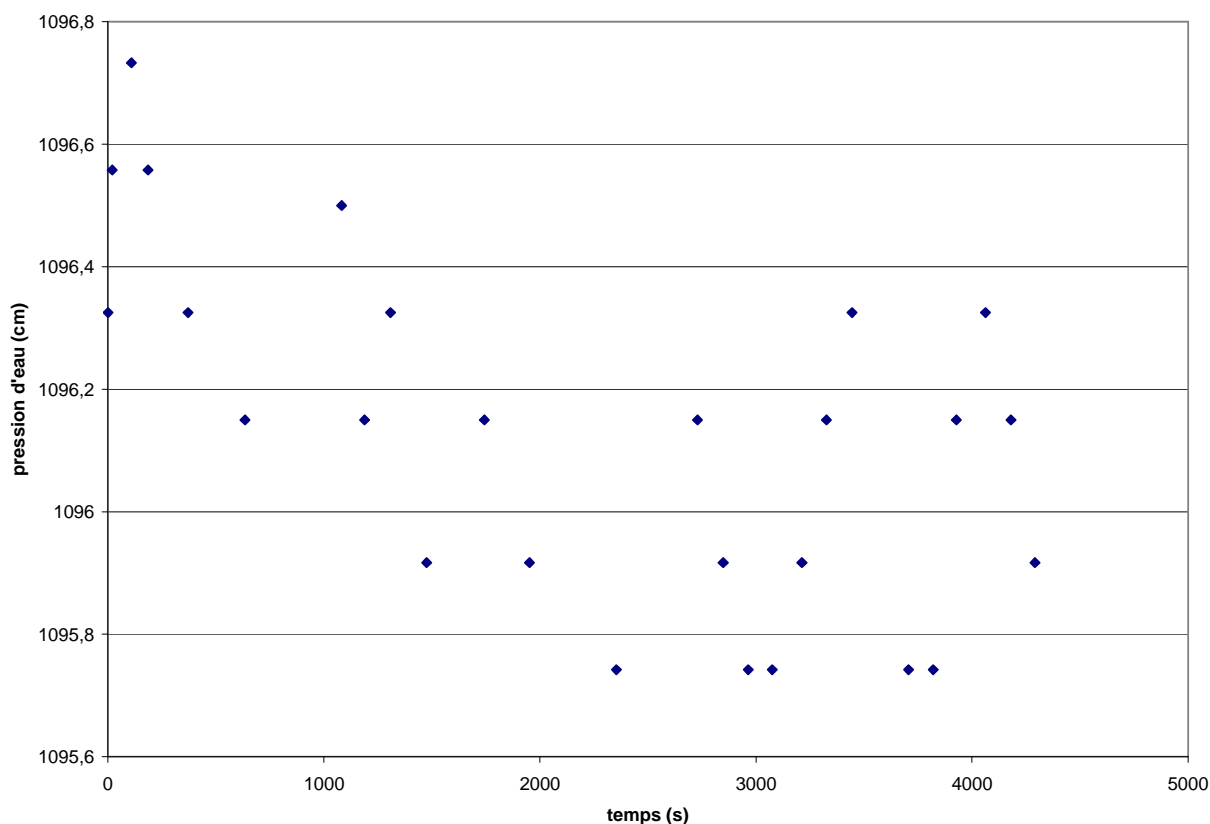


Figure 3-4 : Variation de la pression d'eau dans un piézomètre, loin de l'essai de pompage

Malgré le fait que des capteurs de pression aient été placés loin de l'essai (une centaine de mètres), l'influence de l'essai se fait tout de même ressentir, car il existe un faible rabattement pour tous les piézomètres. Ci-dessus (figure 3-4) est présenté le résultat, où les variations dues au pompage sont les plus faibles, pour l'essai avec obturateurs de la campagne 2. On peut observer que la variation de la pression d'eau est faible (on y observe même le rabattement et la remontée) et donc que la variation de la nappe est faible par rapport aux rabattements, pendant la durée de l'essai.

Pour vérifier la bonne marche des capteurs de pression, les rabattements ont été mesurés manuellement dans différents piézomètres et comparés aux valeurs données par les capteurs de pression, pendant un essai sans obturateur.

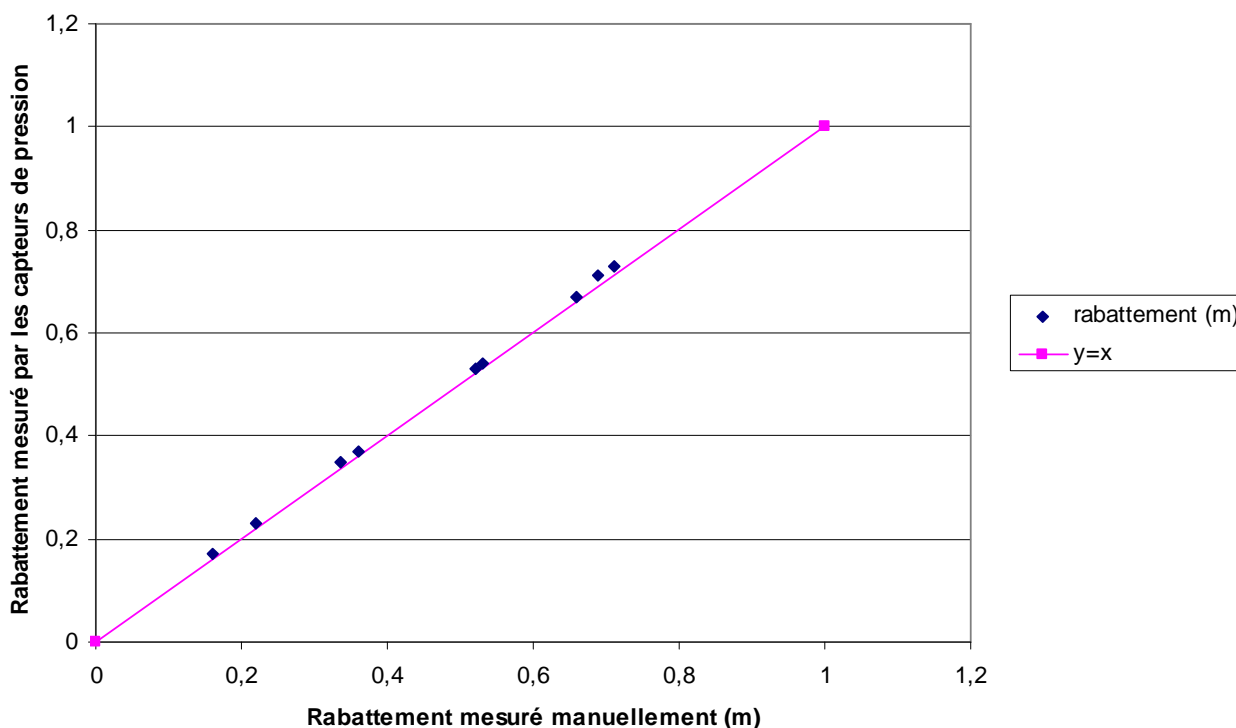


Figure 3-5 : Comparaison des rabattements mesurés manuellement et ceux mesurés par les capteurs de pression

Les valeurs obtenues sont comparables (Figure 3-5), et les différences sont principalement dues aux erreurs des mesures prises manuellement. Les capteurs de pression sont donc correctement calibrés.

Les obturateurs sont des tubes à paroi souple, que l'on gonfle une fois situés au niveau adéquat. Comme la mise en place de l'obturateur a provoqué un mouvement d'eau dans le piézomètre, un temps de remise en équilibre de 10 minutes a été respecté. Cependant, comme les obturateurs sont gonflés à l'air, il est possible qu'ils se dégonflent au cours de l'essai. Lors de la deuxième campagne de mesure, un relevé des niveaux d'eau au dessus de l'obturateur avant le début de l'essai et après l'essai a été réalisé, pour vérifier qu'il n'y a pas de mouvement d'eau autour de l'obturateur (tableau 3-1).

Tableau 3-1 : Comparaison des hauteurs d'eau au dessus des obturateurs lors de la campagne 2

Coordonnées	hauteur d'eau au dessus du piézomètre avant l'essai	hauteur d'eau au dessus du piézomètre avant l'essai	différence (m)
(0,30)	1,675	1,66	0,015
(0,45)	1,2	1,19	0,01
(9,45)	1,38	1,33	0,05
(12.5,45)	1,21	1,2	0,01
(14,45)	1,23	-	Dégonflé
(15,30)	1,27	1,33	-0,06
(15,39)	1,57	1,54	0,03
(15,42.5)	1,4	1,36	0,04
(15,44)	1,35	1,39	-0,04
(15,46)	1,29	1,32	-0,03
(15,47.5)	1,19	1,33	Piézomètre cassé
(15,51)	1,24	1,3	-0,06
(15,60)	1,13	1,16	-0,03
(16,45)	1,315	1,31	0,005
(17.5,45)	1,31	1,29	0,02
(21,45)	1,185	1,22	-0,035
(30,30)	1,33	1,29	0,04
(30,45)	1,35	1,34	0,01

Seul un obturateur s'est dégonflé au cours de l'essai et ses données n'ont pas pu être exploitées. Quant au piézomètre (15,47.5) il doit être obstrué ou cassé en profondeur, car les niveaux d'eaux n'y varient pas. Pour les autres piézomètres, les différences mesurées entre le début et la fin de l'essai sont minimales, et est surtout due aux erreurs de mesures et à l'évaporation.

3.1.2 Analyse par la méthode de Cooper Jacob

Elle a été développée afin de faciliter l'interprétation en régime transitoire pour des aquifères à nappe captive. La figure 3-6 présente un exemple de courbe qui a été interprétée. On y observe les 3 stades : tout d'abord une partie non linéaire, puis une partie où les points sont alignés, la troisième zone varie selon les cas (limite imperméable, frontière de recharge). C'est la partie

linéaire qui nous intéresse pour l'analyse. Cependant, les conditions du test de pompage avec obturateurs ne sont pas celles usuelles pour un essai. Une attention particulière a donc été prise dans l'analyse du rabattement en fonction du temps.

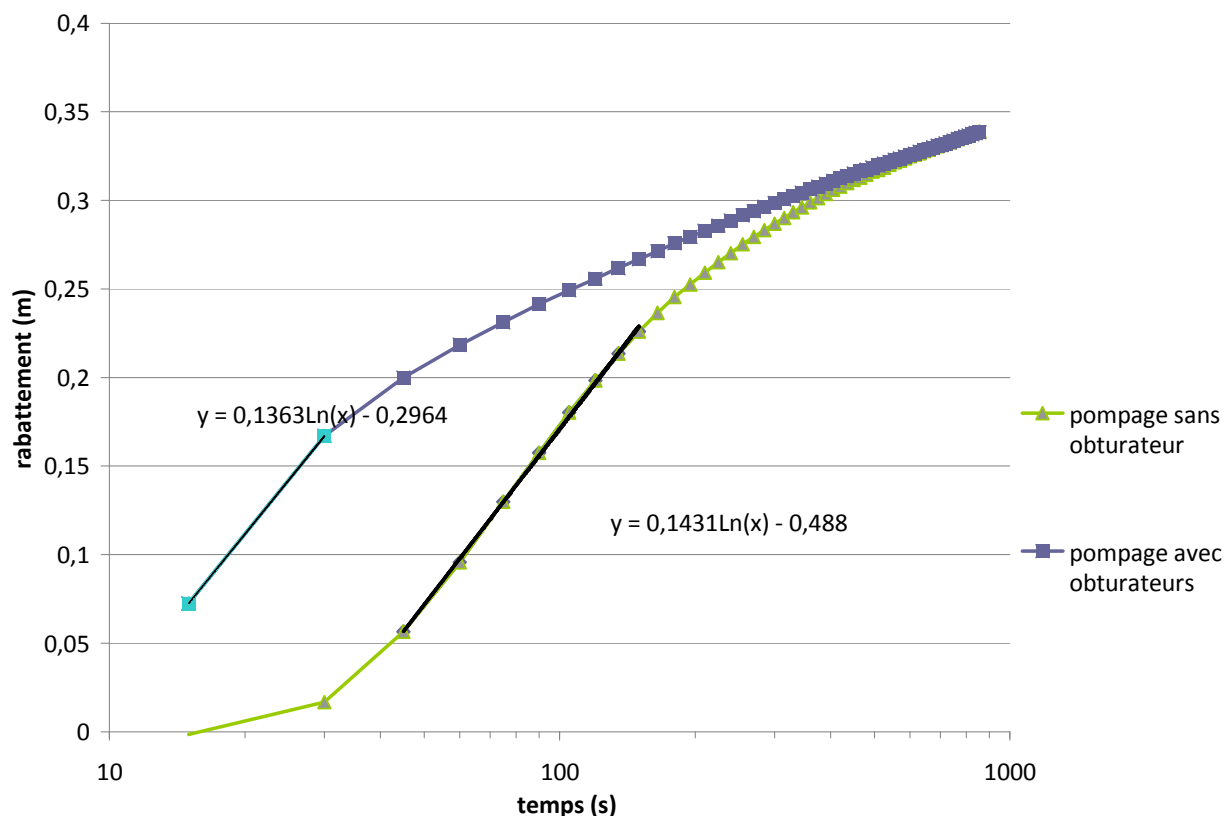


Figure 3-6 : Analyse par la méthode de Cooper Jacob pour un piézomètre situé à $r=1m$ pour le pompage 1

Lors de la campagne 1, les deux essais de pompage ont été réalisés au même débit, ce qui permet de comparer rapidement le comportement du rabattement avec et sans obturateur. Les courbes montrent que le rabattement évolue de façons différentes dans les deux cas : sans obturateur, la courbe suit les étapes d'un pompage dans une nappe captive, avec une droite centrale de 120 secondes après 45 secondes de pompage, avant de commencer à atteindre l'état permanent alors qu'avec obturateur, on observe la ligne droite beaucoup plus rapidement (dès 15 secondes) et elle est très courte (15 secondes). Après cette courte période, on retrouve la courbure vers l'état permanent vers lequel tendait aussi la courbe sans obturateur. Le rabattement à long terme sera donc identique dans les deux cas, ce qui montre que les caractéristiques de l'aquifère sont identiques pour les 2 essais.

Cependant, au vu de l'équation de Cooper-Jacob, les coefficients directeurs étant proches et les coordonnées à l'origine différentes, les transmissivités seront alors proches pour les deux essais, alors que les emmagasinevements seront différents.

A partir du coefficient directeur et de l'ordonnée à l'origine, il est possible d'obtenir la transmissivité et l'emmagasinement. Le tableau 3-2 présente les résultats d'interprétation.

Tableau 3-2 : Résultats des essais de pompage pour les 2 campagnes, obtenus par la méthode de Cooper-Jacob

Campagne 1					
Piézo	R(m)	T _{sans} obturateur(m ² /s)	S _{sans} obturateur	T _{avec} obturateur (m ² /s)	S _{avec} obturateur
(15,44)	1	6,48E-05	4,41E-3	6,81E-05	1,34E-3
(15,42.5)	2,5	9,89E-05	1,27E-3	1,12E-4	5,1E-4
(15,39)	6	1,54E-4	5,8E-4	2,07E-4	3,1E-4
(16,45)	1	6,33E-05	4,52E-3	6,08E-05	1,39E-3
(17.5,45)	2,5	9,51E-05	1,12E-3	9,66E-05	4,46E-4
(15,46)	1	6,31E-05	4,11E-3	6,57E-05	1,24E-3
Campagne 2					
(15,46)	1	4,36E-05	5,18E-03	7,77E-05	6,43E-04
(15,44)	1	-	-	1,31E-04	4,97E-04
(15,42.5)	2,5	5,02E-05	1,46E-03	1,56E-04	2,03E-04
(16,45)	1	3,50E-05	5,79E-03	5,53E-05	6,18E-04
(9,45)	6	9,96E-05	6,17E-04	2,17E-04	2,70E-04
(12.5,45)	2,5	5,44E-05	1,58E-03	1,14E-04	2,74E-04
(17.5,45)	2,5	6,03E-05	1,64E-03	1,35E-04	2,85E-04
(21,45)	6	-	-	2,00E-04	2,54E-04
(15,39)	6	1,12E-04	5,31E-04	2,17E-04	1,74E-04
(15,51)	6	4,81E-05	6,79E-04	2,30E-04	2,65E-04
(15,60)	15	2,16E-04	3,43E-04	3,22E-04	2,38E-04
(30,45)	15	-	-	3,18E-04	2,28E-04
(0,45)	15	1,95E-04	2,78E-04	2,87E-04	2,39E-04
(15,30)	15	2,00E-04	2,94E-04	2,92E-04	2,28E-04
(0,20)	21,21	2,96E-04	2,73E-04	3,58E-04	2,33E-04
(30,30)	21,21	-	-	3,97E-04	2,46E-04

Les raisons pour lesquelles il y a des piézomètres pour la deuxième campagne, qui n'ont pas de mesure sont, soit qu'ils n'ont pas été instrumentés, soit que le capteur de pression était situé au dessus de la hauteur d'eau après rabattement, ou que les données relevées par le capteur de pression n'étaient pas utilisables (1 cas). Pour visualiser les différences de transmissivité et d'emmagasinement entre les essais avec et sans obturateur, on trace l'évolution de

l'emmagasinement et de la transmissivité en fonction de la distance du piézomètre au puits (figure 3-7, 3-8).

▪ Étude de l'emmagasinement

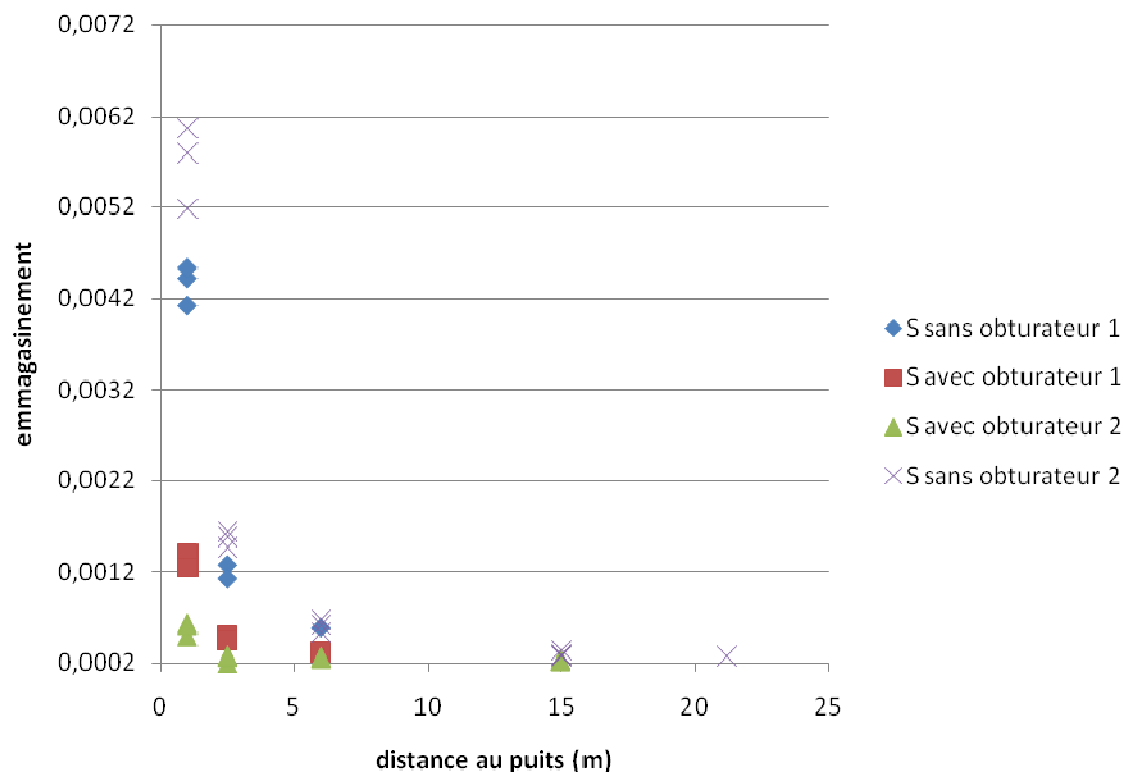


Figure 3-7 : Emmagasinement en fonction de la distance au puits par la méthode de Cooper-Jacob

On observe que l'emmagasinement déterminé grâce aux piézomètres sans obturateur est beaucoup plus élevé proche du puits, et qu'il tend à diminuer lorsque la zone d'étude s'éloigne du puits (variation entre 6×10^{-3} à 1 m et $2,5 \times 10^{-4}$ à 15m). Entre 15 et 21m, il est constant. Avec les obturateurs, on retrouve un comportement similaire, même s'il est moins marqué, puisque l'emmagasinement varie entre 1.4×10^{-3} et 3×10^{-4} entre 1 et 6m.

Une des explications pour la variation de valeur de l'emmagasinement près du puits vient de la méthode d'interprétation. En effet, lorsqu'on étudie les piézomètres proches du puits, on travaille avec des temps faibles, sur une échelle logarithmique. Une faible variation du temps auquel la droite coupe l'axe des abscisses entraîne alors une forte variation du paramètre calculé. La figure 3-12 permet de visualiser cette différence dans la détermination des paramètres.

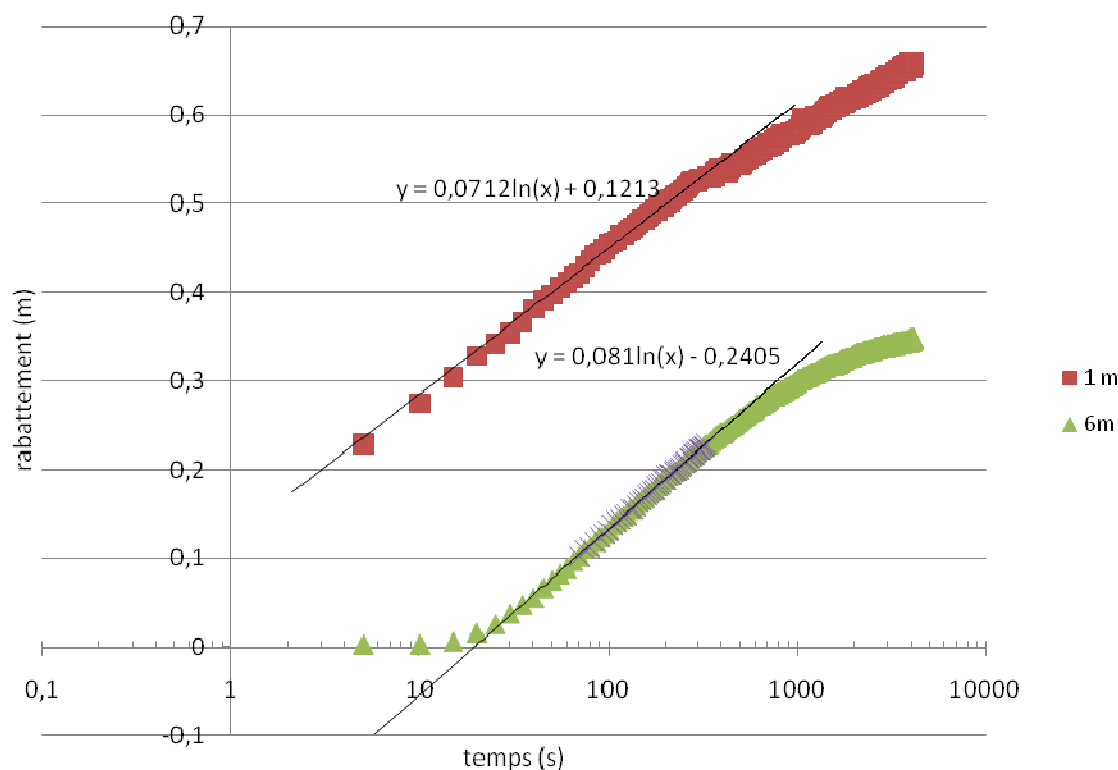


Figure 3-8 : Exemple d'analyse par Cooper Jacob pour deux rayons différents ((15,44) et (21,45))

Ainsi, pour un rayon de 1m, on trouve un temps de coupure de 0.15s, alors que pour un rayon de 6m, un temps de 20s. L'incertitude sur le premier temps est de 0.1s, selon la façon dont on considère la ligne droite, alors qu'elle n'est que de 2 secondes pour le piézomètre à 6m. Dans la mesure où S est calculé à partir de la formule $S = \frac{2.25Tt_0}{r^2}$, S est compris entre 0.1125T et 0.5625T à 1m du puits et entre 1.125T et 1.375T à 6m du puits, soit une variation d'un facteur 5 près du puits et de 2 à 6m. Ainsi, comme le temps de coupure augmente lorsque le rayon augmente, les données sont plus précises loin du puits.

De plus, les piézomètres proches du puits sont plus sujets au temps pour que le débit dans le puits se stabilise. La sensibilité aux variations de débit est donc plus forte lorsqu'on est proche du puits.

Cependant, ces deux causes d'incertitudes sur les données proches du puits permettent pas à elles seules d'expliquer la forte variation observée sur l'emmagasinement.

■ Étude de la transmissivité

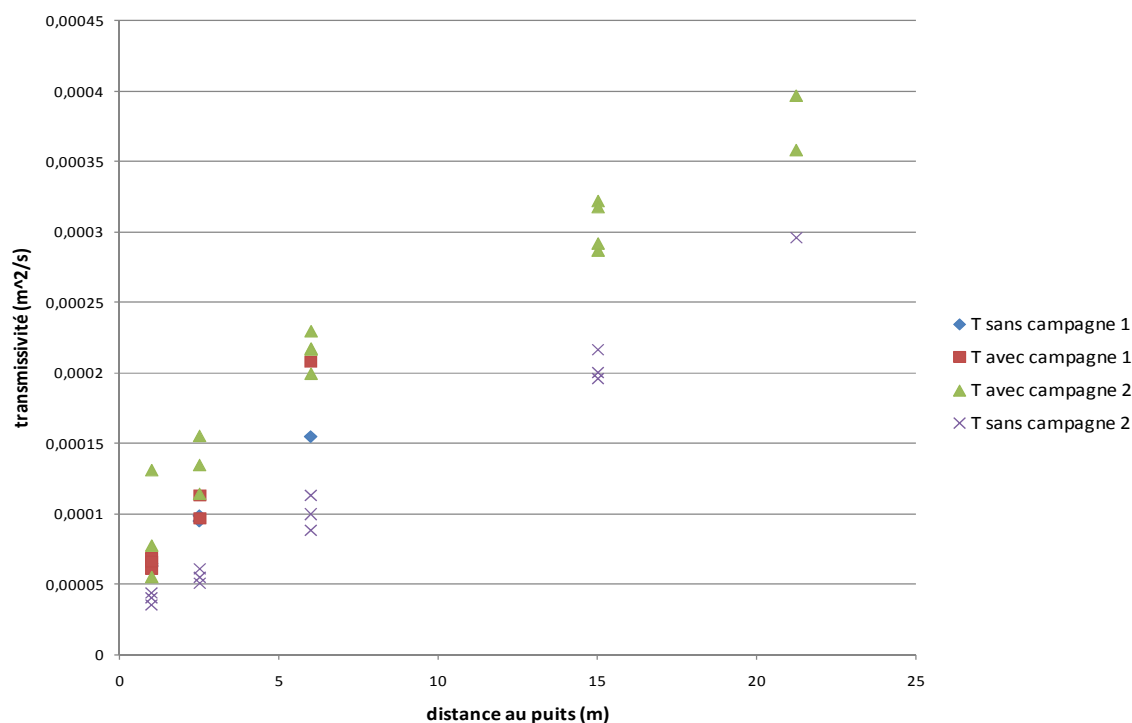


Figure 3-9 : Transmissivité en fonction de la distance au puits par la méthode de Cooper-Jacob

Comme le montraient les parties linéaires des courbes $s=f(\log(t))$, qui étaient quasi parallèles, la transmissivité déterminée sans obturateur est proche de celle déterminée avec obturateur, même s'il existe tout de même un facteur 2. Ceci implique que l'utilisation d'obturateurs influe peu sur la valeur de transmissivité calculée. C'est ce que semblait indiquer Chapuis et Chenaf (2003). Cependant, ces valeurs de la transmissivité varient parallèlement en fonction de la distance au puits du piézomètre utilisé. En effet, on observe une différence d'un facteur de 10 entre la valeur à 1m du puits et celle à 21m. Comme on l'a vu précédemment, seul le temps de retard a un effet important sur la transmissivité que l'on détermine en la sous estimant, cet effet s'atténuant avec la distance. C'est ce que l'on observe ici : plus on s'éloigne du puits et plus la transmissivité augmente. L'utilisation d'obturateurs ne permettrait pas alors de se défaire de l'influence du temps de retard du piézomètre.

▪ Évolution du rabattement en t/r^2

Un moyen visuel pour vérifier l'évolution des caractéristiques données par la solution de Cooper Jacob, est de tracer le rabattement en fonction de t/r^2 , ce qui permet de tracer le rabattement indépendamment de la distance au puits (figure 3-10).

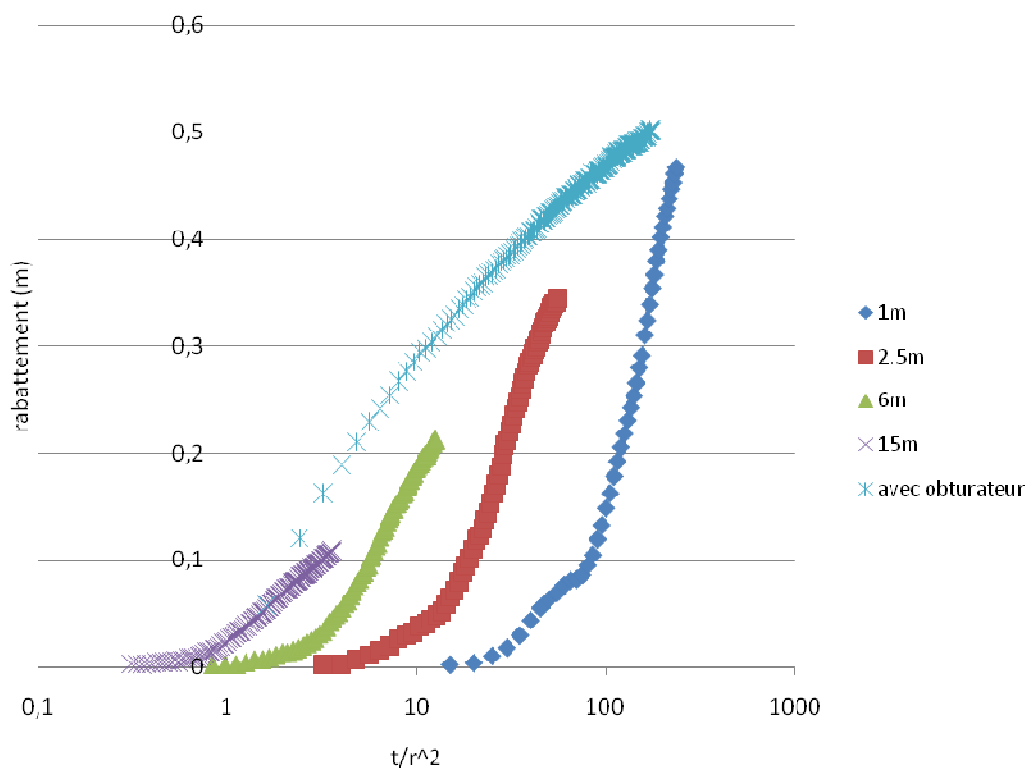


Figure 3-10 : Rabattement en fonction de t/r^2 pour les piézomètres sans obturateur et avec obturateur pour la campagne 2

Dans le cas sans obturateur, les courbes ne sont pas superposées, et même si la pente varie peu pour les parties linéaires, l'ordonnée à l'origine est très différente, ce qui explique la variation de l'emménagement déterminé. Le comportement des courbes reflète celui de l'emménagement : l'ordonnée à l'origine augmente, ce qui correspond à une diminution de S . Pour le piézomètre situé à 15m, la pente et l'ordonnée à l'origine sont proches de celles du piézomètre avec obturateur.

Dans le cas avec obturateurs, les variations de transmissivité et d'emménagement ne sont pas suffisamment importantes pour que l'on observe des variations notables sur un graphique du rabattement en fonction de t/r^2 .

3.1.3 Analyse par la méthode de Theis

Afin de faciliter l'interprétation des essais par la méthode de Theis, le logiciel Aquifer test a été utilisé. La méthode consiste à superposer les courbes de données expérimentales de rabattement en fonction du logarithme du temps, avec une courbe théorique $W(u)$, afin d'obtenir la transmissivité et l'emménagement. Les graphiques suivants (figure 3-11, 3-12) présentent des exemples de superposition pour le piézomètre avec et sans obturateur en (45,17.5) situé à 2.5m du puits, pour la première campagne de mesure.

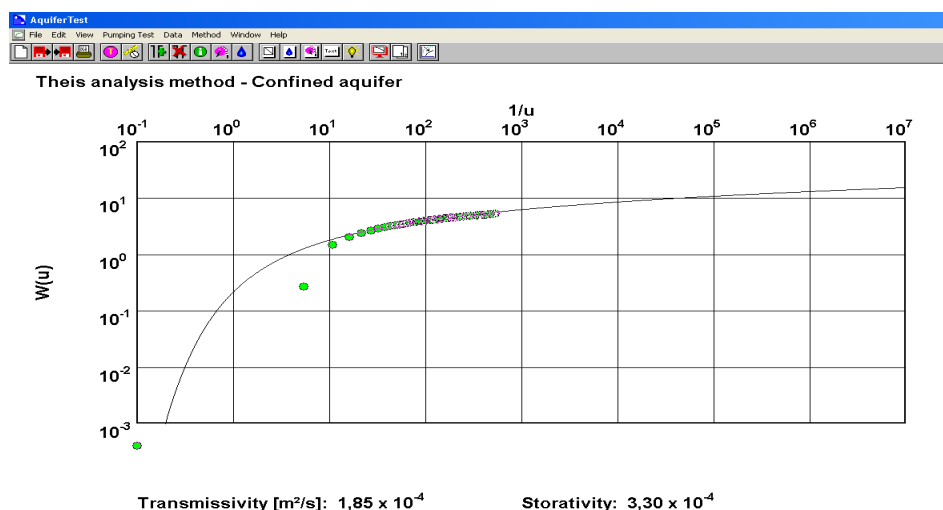


Figure 3-11 : Détermination de l'emménagement et de la transmissivité dans un piézomètre avec obturateur grâce au logiciel aquifertest

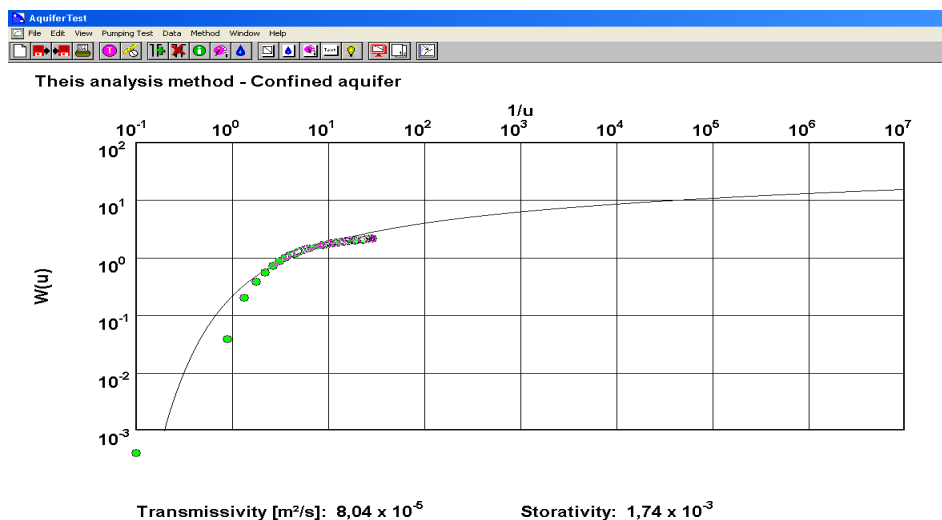


Figure 3-12 : Détermination de l'emmagasinement et de la transmissivité dans un piézomètre sans obturateur grâce au logiciel aquifertest

Le tableau suivant (tableau 3-3) présente les résultats d'interprétation des essais de pompage à partir de la méthode de Theis.

Tableau 3-3 : Résultats des essais de pompage pour les 2 campagnes, obtenus par la méthode de Theis

Campagne 1					
Piézo	R(m)	T _{sans obturateur} (m ² /s)	S _{sans obturateur}	T _{avec obturateur} (m ² /s)	S _{avec obturateur}
(44,15)	1	6,09E-05	5,20E-03	9,77E-05	9,00E-04
(42.5,15)	2,5	8,00E-05	1,74E-03	1,65E-04	2,63E-04
(39,15)	6	1,65E-04	6,60E-04	1,85E-04	3,30E-04
(45,16)	1	5,94E-05	5,30E-03	1,31E-04	8,31E-04
(45,17.5)	2,5	9,28E-05	1,47E-03	1,47E-04	4,16E-04
(46,15)	1	5,66E-05	4,83E-03	1,31E-04	6,60E-04
Campagne 2					
(15,46)	1	4,00E-05	5,67E-03	8,46E-05	6,21E-04
(15,44)	1	-	-	9,93E-05	6,77E-04
(15,42.5)	2,5	5,64E-05	2,25E-03	1,14E-04	2,66E-04
(16,45)	1	5,09E-05	5,24E-03	8,54E-05	6,88E-04
(9,45)	6	1,26E-04	5,00E-04	1,92E-04	2,61E-04
(12.5,45)	2,5	6,62E-05	2,09E-03	1,18E-04	3,37E-04
(17.5,45)	2,5	1,05E-04	1,40E-03	1,46E-04	3,03E-04
(21,45)	6	-	-	1,70E-04	3,39E-04
(15,39)	6	1,02E-04	7,55E-04	1,55E-04	2,48E-04
(15,51)	6	1,66E-04	5,08E-04	1,62E-04	3,04E-04
(15,60)	15	3,00E-04	3,19E-04	3,44E-04	2,46E-04
(30,45)	15	-	-	2,88E-04	2,71E-04
(0,45)	15	3,10E-04	2,99E-04	2,61E-04	2,79E-04
(15,30)	15	2,34E-04	3,56E-04	2,53E-04	3,10E-04
(0,20)	21,21	-	-	3,30E-04	2,96E-04
(30,30)	21,21	-	-	3,10E-04	2,80E-04

Les piézomètres pour lesquels il n'y a pas de valeur sont ceux pour lesquels la superposition des deux courbes n'était pas nette et la variation de T et S trop forte entre les différentes possibilités. Afin de visualiser l'évolution des deux paramètres en fonction de la distance, on trace les deux graphiques suivants (figure 3-13, 3-14).

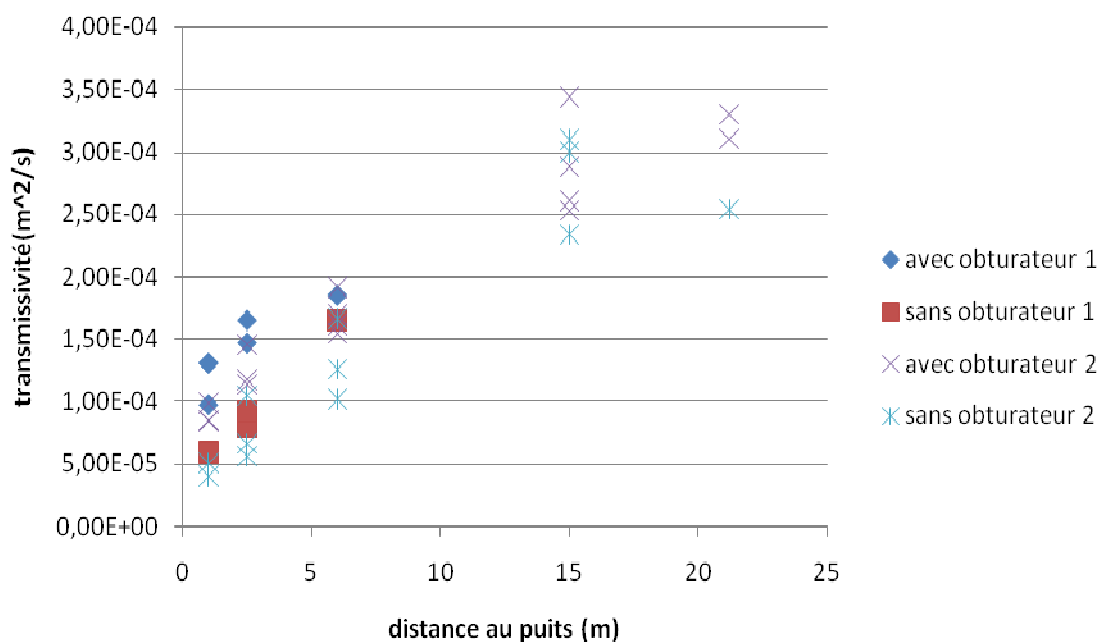


Figure 3-13 : Transmissivité en fonction de la distance au puits pour la campagne 2, par la méthode de Theis

Le graphique montre la même évolution pour la transmissivité que celle obtenue par la méthode de Cooper Jacob : les valeurs de transmissivité sans obturateur sont légèrement inférieures à celle avec obturateur, et leur valeur augmente lorsque l'on s'éloigne du puits. De plus, il semble exister un palier à 15m, que l'on n'observait pas lorsqu'on utilisait la méthode de Cooper Jacob.

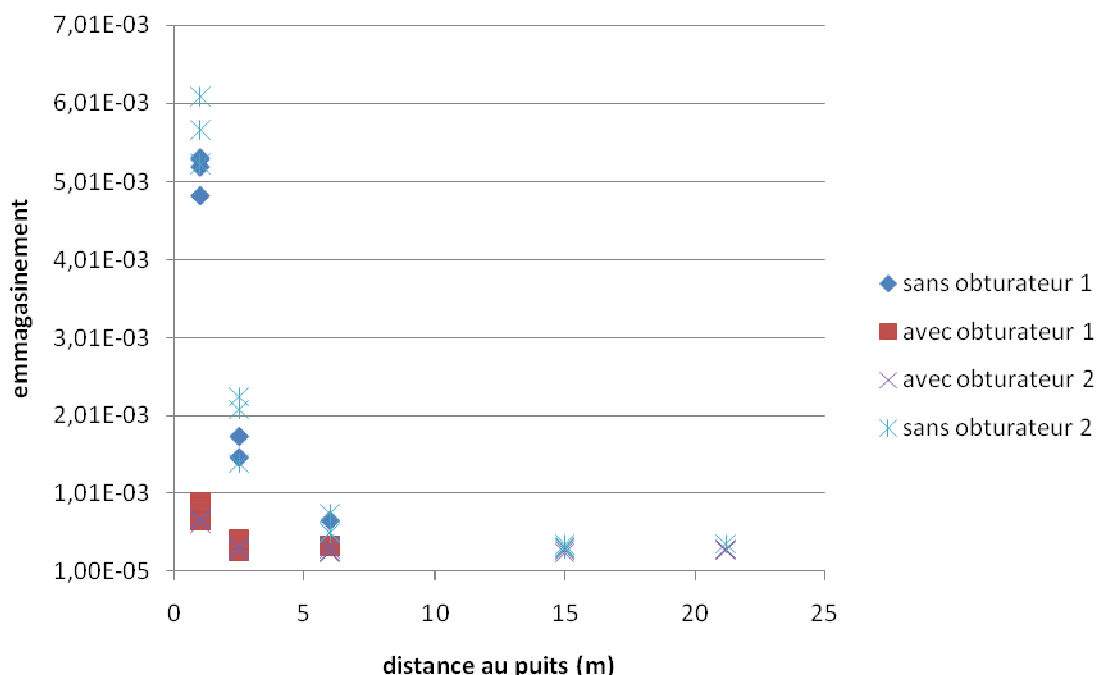


Figure 3-14 : Emmagasinement en fonction de la distance au puits par la méthode de Theis

Pour l’emmagasinement, la différence entre la situation avec et sans obturateur est plus nette et on retrouve le même phénomène qu’avec la méthode de Cooper Jacob. Pour les piézomètres près du puits, la différence est d’un facteur 8. Cette différence tend à diminuer lorsqu’on s’éloigne du puits. L’emmagasinement déterminé lorsque les obturateurs ont été mis en place est quasi constante en fonction de la distance.

3.1.4 Analyse par la méthode du rabattement en fonction de la distance

Cette méthode ne permet pas de prendre en compte l’effet de la distance sur T et S et permet juste d’obtenir une valeur moyenne sur la distance d’étude. De plus, comme l’analyse menée par la méthode de Cooper Jacob l’a montré, les conditions de l’expérience ne sont pas communes (figure 3-5), car la partie linéaire des courbes de rabattement en fonction du logarithme de la distance est parfois très courte, surtout proche du puits. Il est alors difficile de choisir un temps t, où l’approximation de Cooper Jacob est valable et où la courbe ne tend pas vers l’état permanent. L’analyse sera menée à titre informatif.

Pour utiliser la méthode, il faut choisir un temps après le début de pompage, et relever le rabattement dans chaque piézomètre. Plusieurs temps ont été pris en compte, afin de visualiser s’ils ont un effet sur la détermination de la transmissivité et de l’emmagasinement.

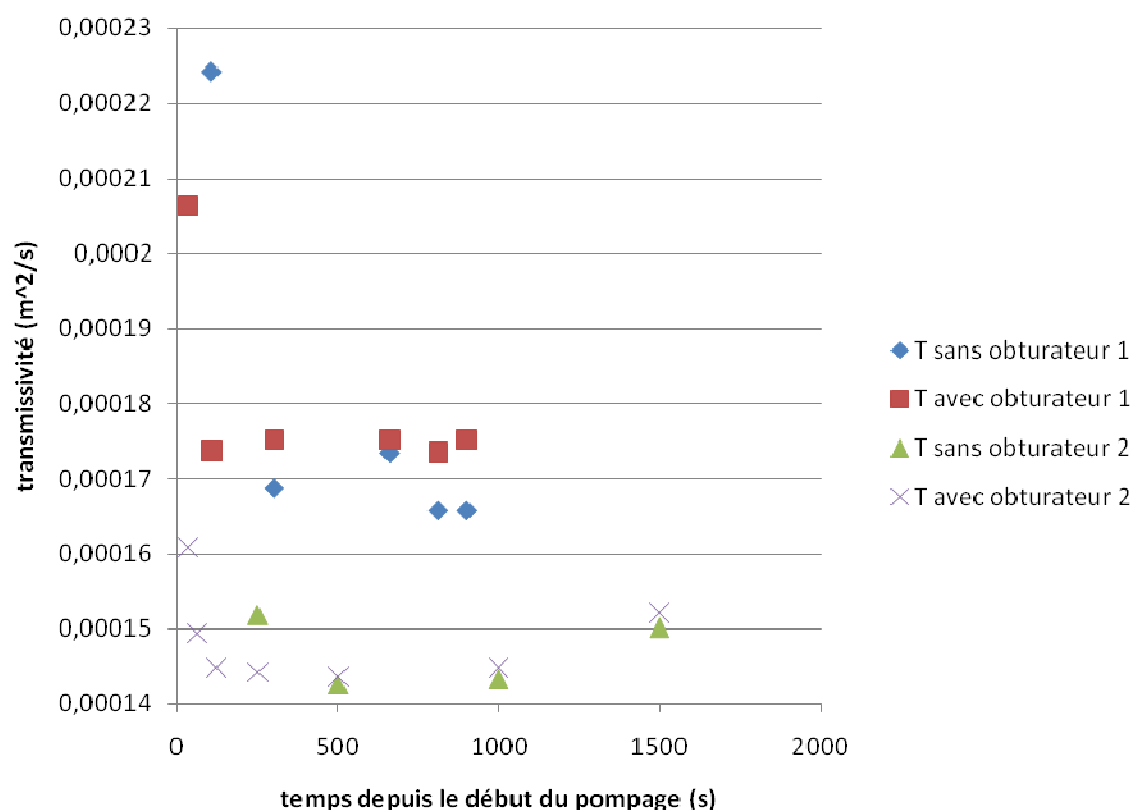


Figure 3-15 : Transmissivité, obtenue par la méthode du rabattement en fonction de la distance, en fonction du temps de la mesure

La figure 3-15 montre qu'il n'y a pas de réelle variation de la transmissivité avec obturateur en fonction du temps de détermination, puisque la différence entre la plus grande et la plus petite valeur est de 30%. Sans obturateur la différence est plus marquée, puisque la valeur déterminée après 120 secondes est 2 fois supérieure aux valeurs déterminées ensuite. Cependant il faut écarter les temps trop courts car la condition de Cooper-Jacob n'est pas respectée. De plus, il semble apparaître que la transmissivité déterminée lors de la campagne 1 soit supérieure à celle de la campagne 2, la principale différence entre les deux campagnes étant le débit, plus fort lors de la campagne 2. On retrouve aussi que la transmissivité déterminée après l'approximation de Cooper Jacob avec et sans obturateur est identique pour chaque essai.

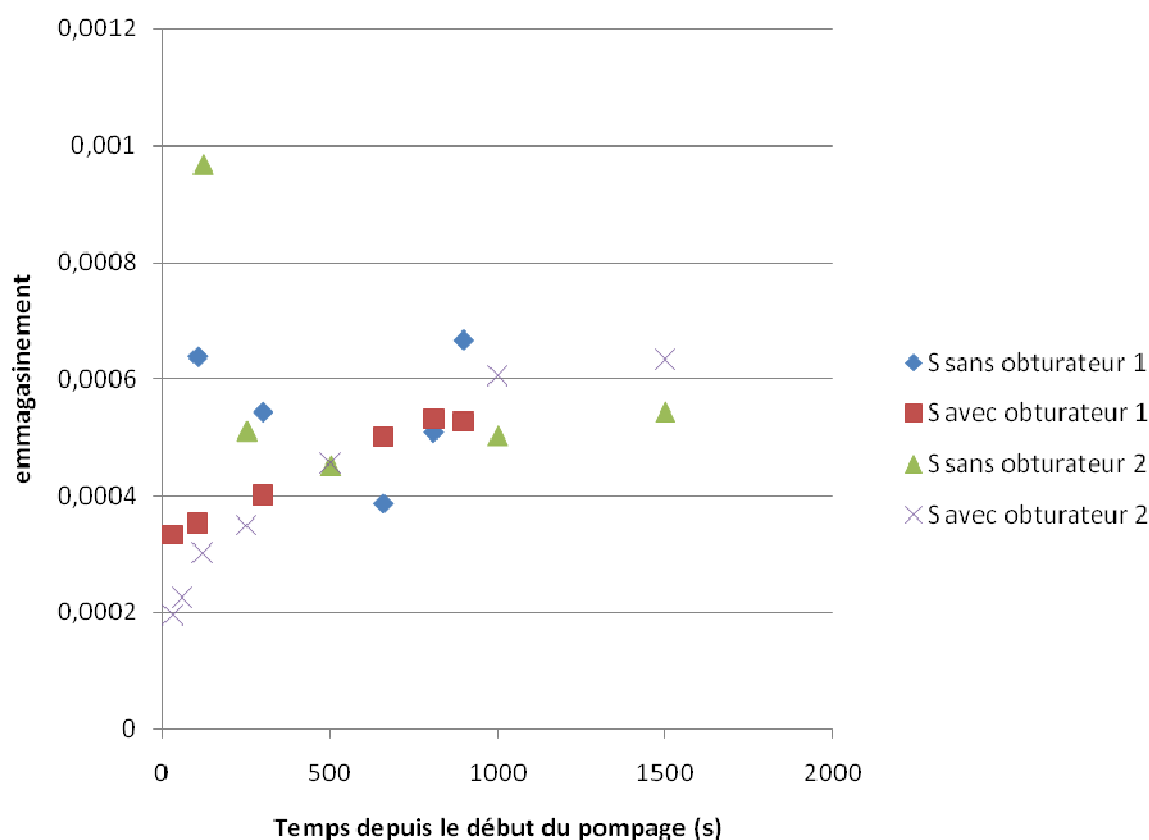


Figure 3-16 : Emmagasinement, obtenu par la méthode du rabattement en fonction de la distance, en fonction du temps de la mesure

Les valeurs d’emmagasinement déterminées (figure 3-16) sont plus dispersées et on peut séparer les comportements avec et sans obturateur :

- Avec obturateur, l’emmagasinement déterminé augmente d’un facteur 3 lorsque le temps depuis le début du pompage augmente.
- Sans obturateur, la valeur de l’emmagasinement diminue jusqu’à atteindre le même palier que sans obturateur
- Les valeurs d’emmagasinement proches du début du pompage correspondent à la partie où l’approximation de Cooper Jacob ne s’applique pas, et permettent pas de donner les « vraies » valeurs de l’emmagasinement. Le comportement des valeurs plus loin du début de l’essai de pompage montre que les courbes avec et sans obturateur se superposent, ce qui implique que, comme les courbes se superposaient déjà pour la transmissivité, le comportement du rabattement est identique après un certain temps de pompage.

Il est cependant difficile d'utiliser ces valeurs pour l'analyse, à cause des raisons présentées précédemment. On peut juste noter que les valeurs de transmissivité obtenues ici sont une moyenne de celles obtenues par la méthode de Theis ou de Cooper Jacob.

3.1.5 Analyse par la méthode de Singh

Dans la mesure où l'état permanent n'a pas été atteint, c'est la dernière méthode d'analyse simple utilisable ici. La méthode proposée par Singh (2000a) permet d'utiliser les valeurs de rabattement précédant l'approximation de Cooper Jacob. Les valeurs de transmissivité et d'emmagasinement sont déterminées à partir du système (2.21).

La méthode nécessite d'avoir beaucoup de points de mesure au début de l'essai, afin d'avoir le plus de points possible autour du pic. Lors de la campagne 1, le pas de temps était de 15 secondes, ce qui est trop grand pour obtenir une estimation fiable des paramètres de l'aquifère. Les deux figures suivantes (figure 3-17, 3-18) présentent l'évolution de la transmissivité et de l'emmagasinement en fonction de la distance au puits.

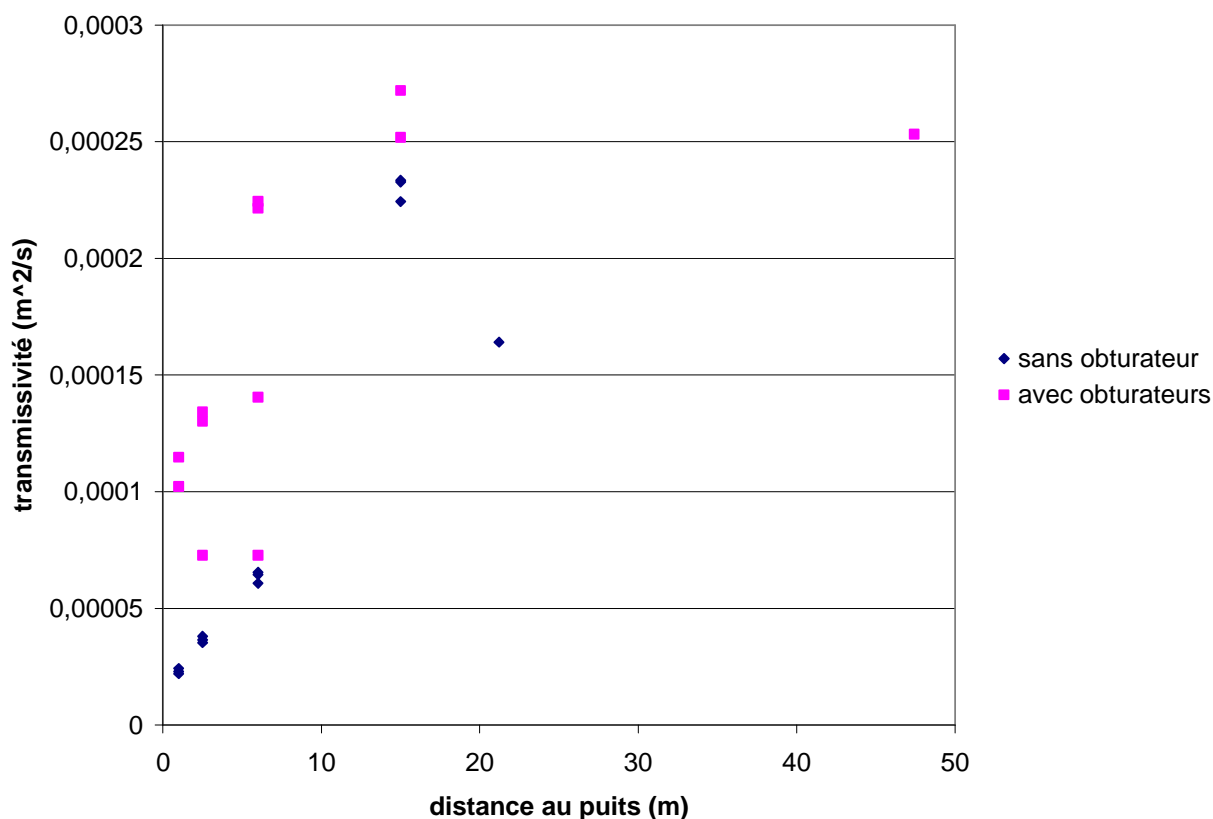


Figure 3-17 : Évolution de la transmissivité en fonction de la distance au puits

On retrouve le même comportement pour la transmissivité que celui obtenu par les méthodes de Theis et Cooper Jacob : augmentation de la transmissivité déterminée lorsque l'on s'éloigne du puits et transmissivité avec obturateur un peu plus élevée que celle déterminée sans obturateur.

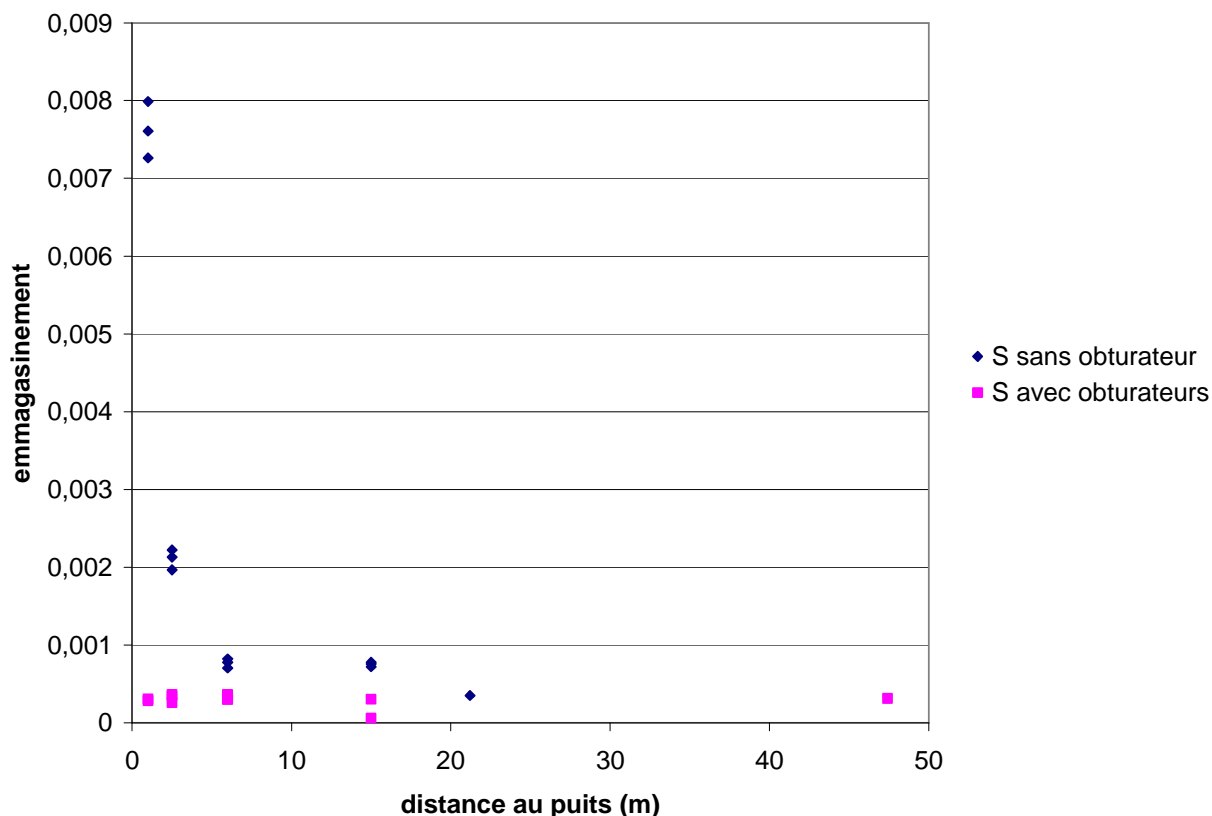


Figure 3-18 : Évolution de l’emmagasinement en fonction de la distance au puits

Pour l’emmagasinement on retrouve aussi le même comportement que celui des analyses précédentes : emmagasinement constant dans le cas avec obturateur à partir de 2.5m et forte variation de l’emmagasinement dans le cas sans obturateur. À 1m, avec obturateur, les paramètres n’ont pas pu être déterminés car le pic est trop proche du début du pompage.

Les valeurs de transmissivité et d’emmagasinement sont proches de celles déterminées dans les cas précédents. Pour ne pas surcharger l’analyse, les valeurs obtenues par la méthode de Singh ne seront pas utilisées dans la comparaison.

3.1.6 Comparaison des résultats

Chapuis et Chenaf (2003) ont proposé une formule permettant de prendre en compte l'emmagasinement des piézomètres. Cette formule est utilisée ici pour comparer les valeurs expérimentales déterminées à partir de la méthode de Theis, de Cooper Jacob et du rabattement en fonction de la distance pour les deux campagnes d'essai. La valeur de l'emmagasinement de l'aquifère est prise comme étant la valeur moyenne obtenue lors des essais avec obturateurs (2.4^e-4).

$$S = S_{aquifer} + \frac{\sum r_{c,i}^2}{r^2} \quad (3.1) \text{ avec } r_{c,i} \text{ le rayon intérieur des puits et piézomètres à l'intérieur}$$

du cercle considéré de rayon r .

Le diamètre du puits et des piézomètres sont respectivement de 52.0mm et 34.5mm et les rayons r sont de 1, 2.5, 6, 15 et 21m. On obtient ainsi la figure 3-19.

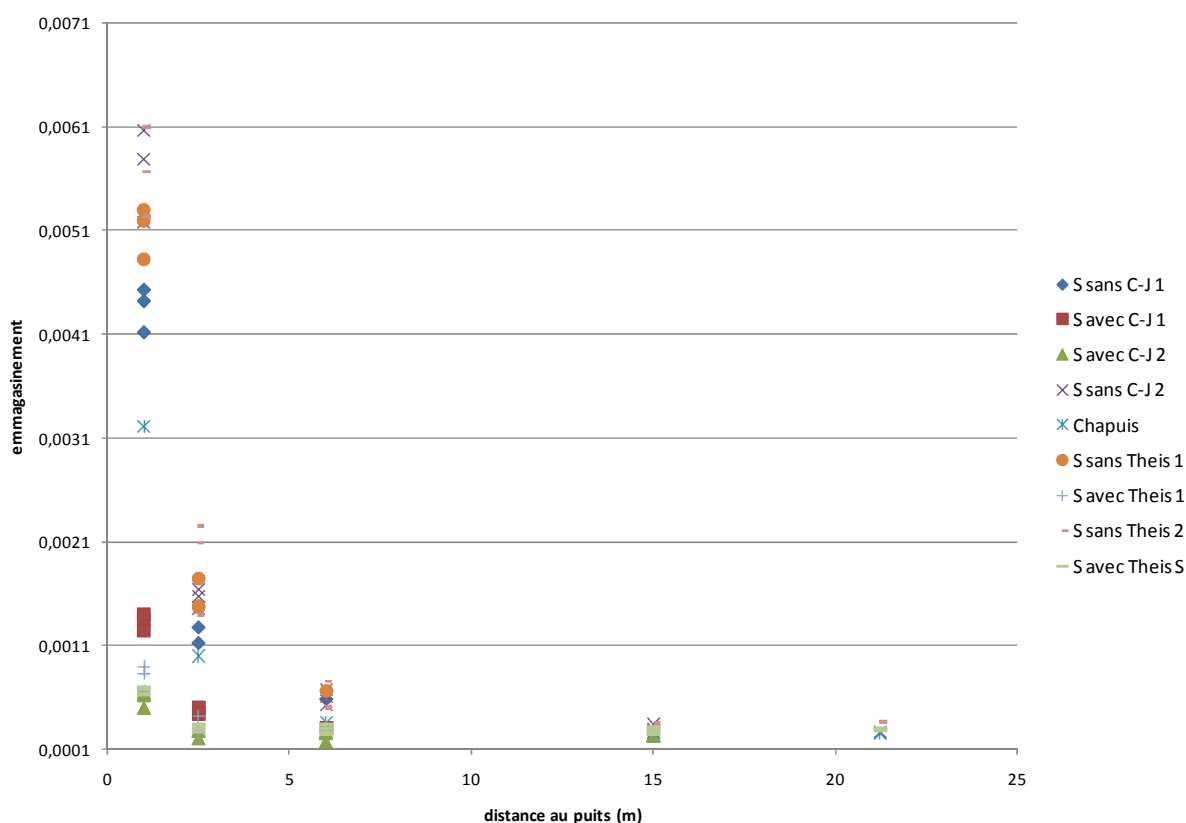


Figure 3-19 : Comparaison de l'emmagasinement théorique et expérimental en fonction de la distance au puits

L'emmagasinement déterminé par les méthodes de Theis et Cooper Jacob sont proches et montrent le même comportement : une diminution de l'emmagasinement en fonction de la distance au puits du piézomètre, plus marquée sans obturateur. On retrouve ainsi la théorie des différents auteurs (Papadopoulos et Cooper 1967, Chapuis et Chenaf 2003). L'évolution de l'emmagasinement en prenant en compte celui des piézomètres et du puits (formule 3.1) a été ajoutée sur le graphique. Les résultats sont peu probants car les valeurs prédites sont inférieures à celles déterminées à partir des piézomètres sans obturateur, principalement près du puits.

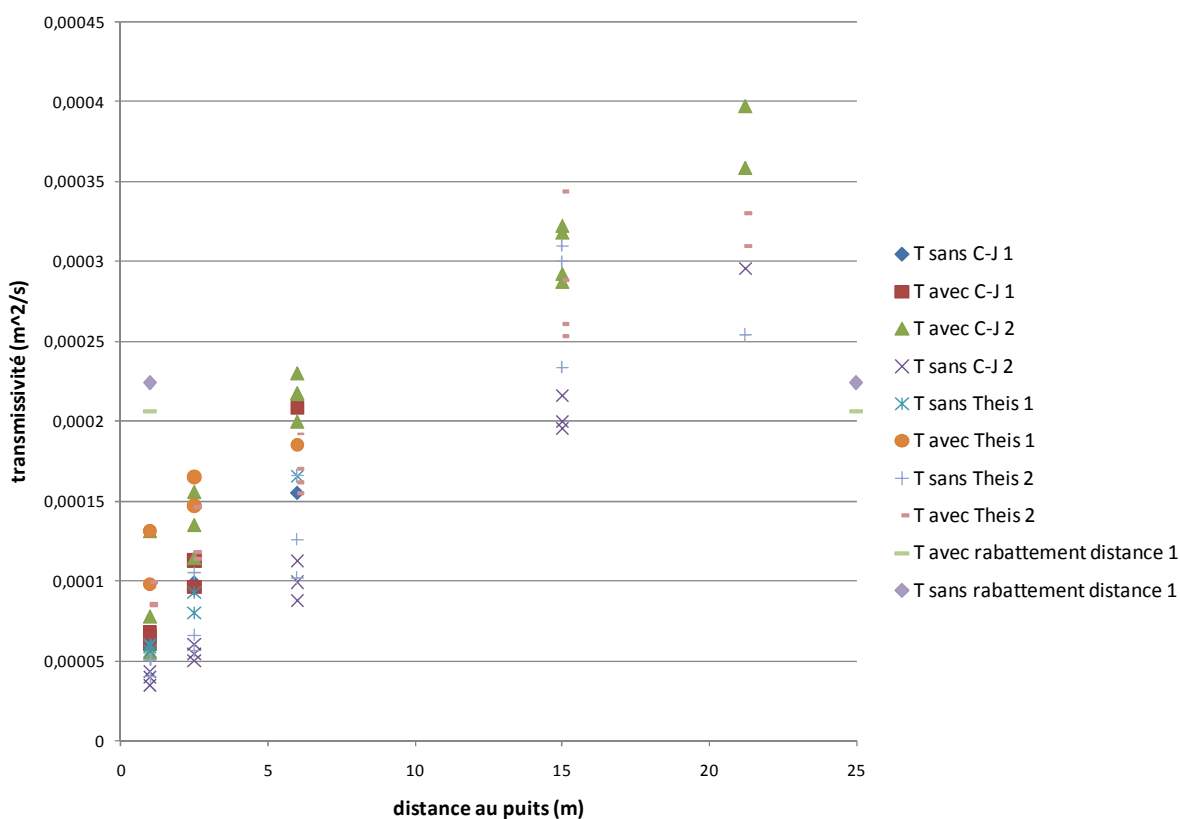


Figure 3-20 : Comparaison des valeurs de transmissivité obtenue par les différentes méthodes

A partir de la figure 3-20, on remarque tout d'abord que les valeurs déterminées par la méthode de Theis et par Cooper Jacob sont identiques et montrent le même comportement : augmentation de la transmissivité en fonction de la distance au puits et transmissivité sans obturateur inférieure à celle avec obturateur. On retrouve que la valeur calculée par la méthode du rabattement en fonction de la distance est une moyenne de celle déterminée par les 2 autres méthodes.

3.2 Utilisation des méthodes graphiques

Les 2 méthodes graphiques (Black et Kipp, 1967, et Malama et Barrash, 2009) permettent d'obtenir les paramètres de l'aquifère en tenant compte de l'influence des piézomètres sur l'évolution du rabattement.

La méthode de Malama et Barrash (2009) est basée sur le même principe que celle de Theis, en cherchant à superposer la courbe du rabattement en fonction du logarithme du temps, et celle proposée sur la figure 3-20. On obtient alors les paramètres :

$$T = \frac{Q}{4\pi S} s_D$$

$$S = \frac{t_D}{r_D^{*2}} \frac{4Tt}{r^2} \quad (3-2)$$

Les valeurs de s , s_D , t et t_D/r_D^{*2} sont obtenues graphiquement.

Cependant, il n'est pas possible d'utiliser la méthode de Black et Kipp (figure 1-6), dans la mesure où la superposition est trop subjective, car les courbes sont très rapprochées.

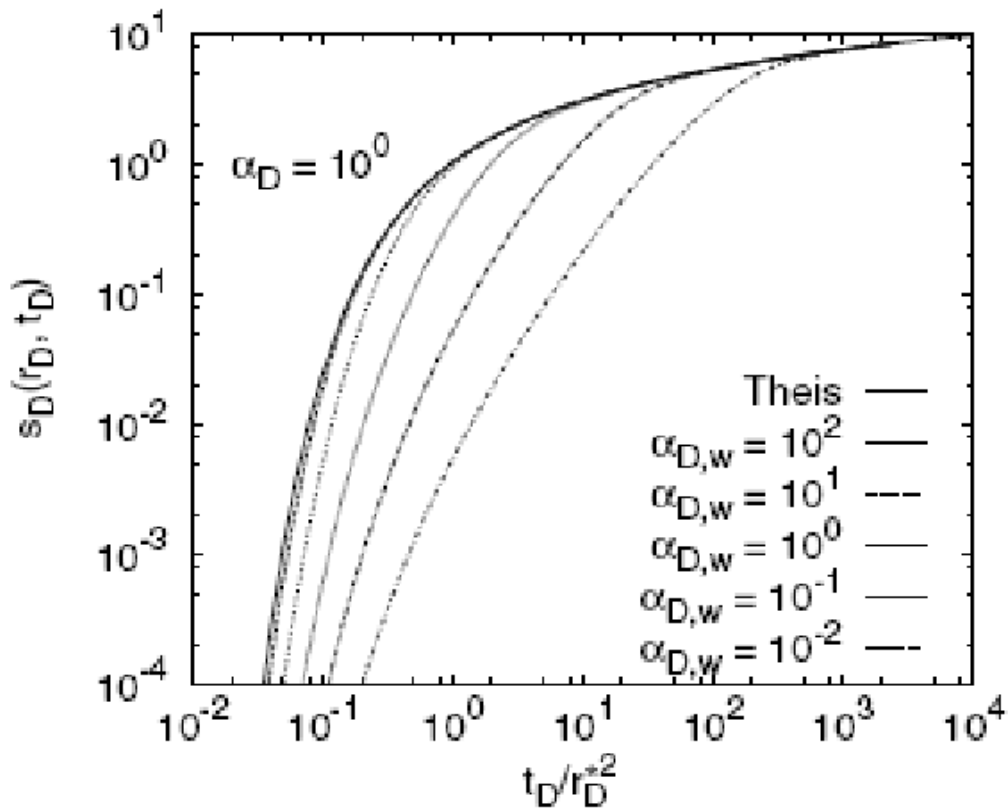


Figure 3-21 : Courbe type proposée par Malama et Barrash (2008)

Pour la méthode de Malama et Barrash (figure 3-21), la superposition est rendue difficile car les courbes se ressemblent fortement et correspondent à des cas idéaux. Dans le cas des essais à Sorel, aucune superposition ne ressortait véritablement comme étant meilleure que les autres, dans le cas avec obturateurs. Cela est principalement dû à la forme des courbes de rabattement en fonction du temps, qui sont très courbées, et qui se superposent avec les courbes types dans leur partie haute, qui est presque similaire pour toutes les courbes.

Quant au cas sans obturateur, la superposition est plus aisée et permet d'obtenir des valeurs de T et S . Ces valeurs sont proches de celles obtenues par la méthode de Cooper Jacob, et donnent les mêmes variations en fonction de la distance au puits. La méthode proposée par l'article devrait permettre de limiter l'influence des piézomètres sur les résultats de l'essai, et d'obtenir des valeurs constantes de transmissivité et d'emmagasinement en fonction de la distance au puits. Les résultats trouvés montrent les limites de la méthode proposée dans l'article.

3.3 Conclusion sur les essais de pompage

Les essais de pompage menés sur le site de Sorel, en utilisant ou non des obturateurs ont permis de mettre en évidence les phénomènes suivants :

- La transmissivité déterminée sans obturateurs est inférieure d'un facteur 2 à celle déterminée avec obturateur, cette différence tendant à diminuer lorsqu'on s'éloigne du puits
- La transmissivité déterminée avec et sans obturateur augmente lorsqu'on s'éloigne du puits, observant une différence d'un facteur 10 entre les valeurs à 1m et celle à 21m, quelque soit la direction. L'aquifère de Sorel étant quasiment homogène, il est théoriquement impossible d'observer de telle différence
- L'emmagasinement déterminé avec et sans obturateur a le même comportement puisqu'il diminue lorsque la distance au puits augmente. Cette différence est plus marquée dans le cas sans obturateur puisqu'il y a une variation d'un facteur 10, alors qu'avec obturateur, elle est d'un facteur 2-3.
- Visuellement, lorsque l'on trace les courbes de $s=f(\log(t))$ ou $s=f(\log(t/r^2))$, les différences de comportement entre le cas avec et sans obturateur sont nettes et valident les résultats obtenus par les méthodes d'analyse
- La formule proposée par Chapuis (2003) ne permet pas, à elle seule, d'expliquer la différence d'emmagasinement entre les cas avec et sans obturateur. De plus, la variation sur la transmissivité est trop forte par rapport aux variations proposées par l'article

Ces différences de valeurs de transmissivité et d'emmagasinement ne peuvent être expliquées que par l'incertitude plus forte pour les valeurs proches du puits. Le temps de retard, énoncé par Black et Kipp (1981), influe donc aussi sur la détermination de l'emmagasinement et de la

transmissivité. Ce temps de retard pourrait s'expliquer à Sorel par le fait que les piézomètres ne sont pas crépinés sur toute leur hauteur (50cm sur 3m) et qu'il existe des zones de plus faible conductivité hydraulique autour des piézomètres et du puits (lits de particules fines, colmatage de la crépine). Les recommandations de Black et Kipp corroborent ces hypothèses.

Afin de valider cette hypothèse de double effet des piézomètres et du puits, une série de simulations a été mise en place.

3.4 Analyse numérique des résultats

Les essais de pompage dans l'aquifère à nappe captive ont été analysée numériquement en utilisant le logiciel d'éléments finis SEEP/W (Geo-Slope International Ltd. 2003). Ce code numérique utilise les courbes caractéristiques du sol, c'est-à-dire $k(u_w)$ et $\theta(u_w)$, où k est la conductivité hydraulique, u_w la pression interstitielle et θ la teneur en eau du sol. Ainsi, les équations différentielles complètes sont résolues à la fois pour les sols saturés et non saturés, sans faire d'hypothèses.

Le but de l'étude est de visualiser l'effet de l'emménagement des tubes et du temps de retard sur un essai de pompage, en considérant comme base de travail les résultats de Sorel.

Trois séries de simulations numériques ont été menées :

- Dans le premier cas, on considère que les piézomètres et le puits ont un rayon nul. Le sol est homogène de caractéristique moyenne $T=2E-4m^2/s$ et d'emménagement $S=2,5E-4$, ce qui correspond aux valeurs moyennes obtenues à Sorel (et celle obtenue avec obturateur à 6m)
- Dans le second cas, on considère le même aquifère, avec $S_{piézo} \neq 0$ et leur conductivité hydraulique 1000 fois supérieure à celle du sol.
- Dans le troisième cas, on ajoute au précédent un anneau de faible diamètre et de faible perméabilité autour des piézomètres, afin de modéliser le temps de retard de la réponse des piézomètres.

Pour chaque cas, on essaiera d'ajuster les résultats expérimentaux, en faisant coïncider les parties linéaires des courbes, correspondant à l'hypothèse de Cooper-Jacob. Pour cela, on fera varier les paramètres des piézomètres et de l'anneau.

3.4.1 Présentation du modèle

L'aquifère étant supposé d'épaisseur constante, on utilise un modèle plan 2D. La disposition des piézomètres sur le site de Sorel est symétrique, ce qui permet de simplifier le modèle et de ne travailler que sur ¼ de la zone réelle (Figure 3-22). L'extension du modèle est de 1000m*1000m, afin de limiter l'impact des frontières. Lorsque l'on travaille en plan sous SEEP, l'épaisseur de la couche considérée est de 1m. Ainsi il est possible d'utiliser les valeurs de transmissivité et d'emmagasinement trouvées à partir des essais terrains pour les valeurs de conductivité hydraulique ($k=T*b$) et d'emmagasinement spécifique ($S_s=S/b$), nécessaires dans SEEP. L'aquifère est supposé homogène, isotrope, avec $T=2E-4m^2/s$ et $S=2,5E-4$.

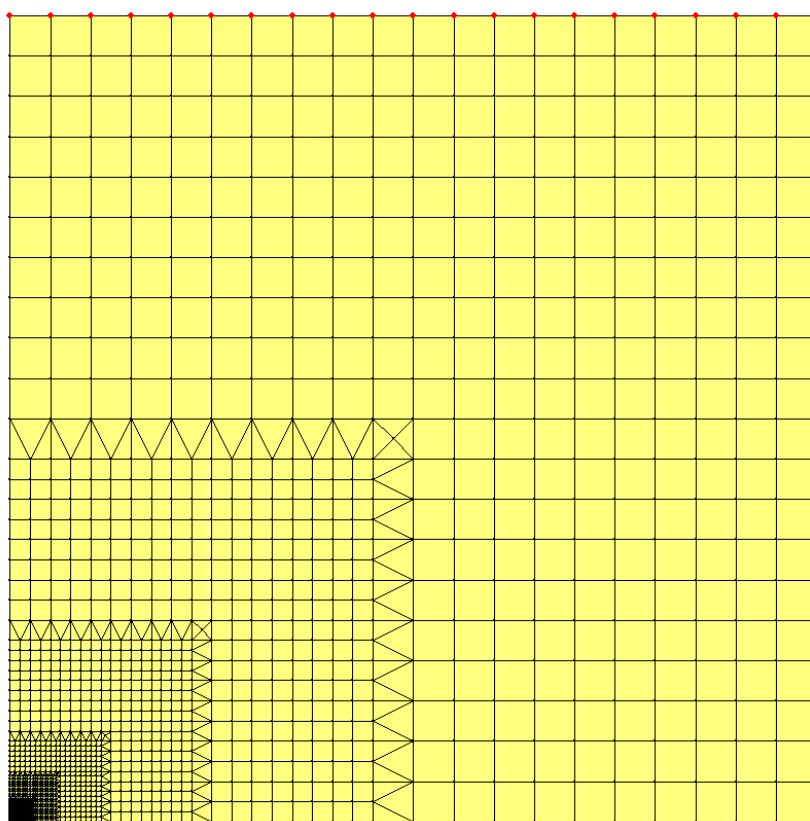


Figure 3-22 : Modèle simplifié de l'aquifère de Sorel

Pour modéliser l'emmagasinement des piézomètres, et le temps de retard qu'ils induisent, des zones spécifiques sont créées au niveau des piézomètres (à 1, 2.5, 6 et 15m) et du puits. La figure 3-23 présente un piézomètre, ainsi que l'anneau externe.

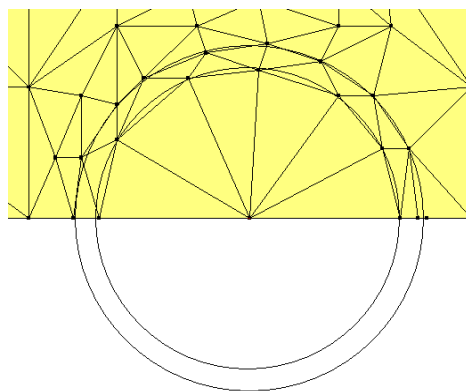


Figure 3-23 : Représentation simplifiée d'un piézomètre dans le modèle

La condition que l'on applique au centre du puits est un débit en $\text{m}^3/\text{s}/\text{rad}$. La valeur sera alors égale à $1/4$ du débit réel des essais terrain.

On compare ici uniquement les parties linéaires des courbes, parties qui sont utilisées pour la méthode Cooper Jacob et qui permettent une comparaison rapide des transmissivité et emmagasinement. Ces parties linéaires sont celles au début de l'essai et ne durent parfois que quelques secondes, comme l'a montré l'analyse de la partie 3.1.2.

3.4.2 Étape 1 : analyse du modèle sans obturateur et temps de retard

Ce premier essai consiste à appliquer les mêmes caractéristiques que l'aquifère dans les piézomètres, les anneaux et le puits et à simuler le pompage. On utilise comme valeurs de comparaison les essais menés avec obturateurs. Les figures 3-24 et 3-25 présentent l'évolution du rabattement dans les piézomètres pour les cas réels et les simulations.

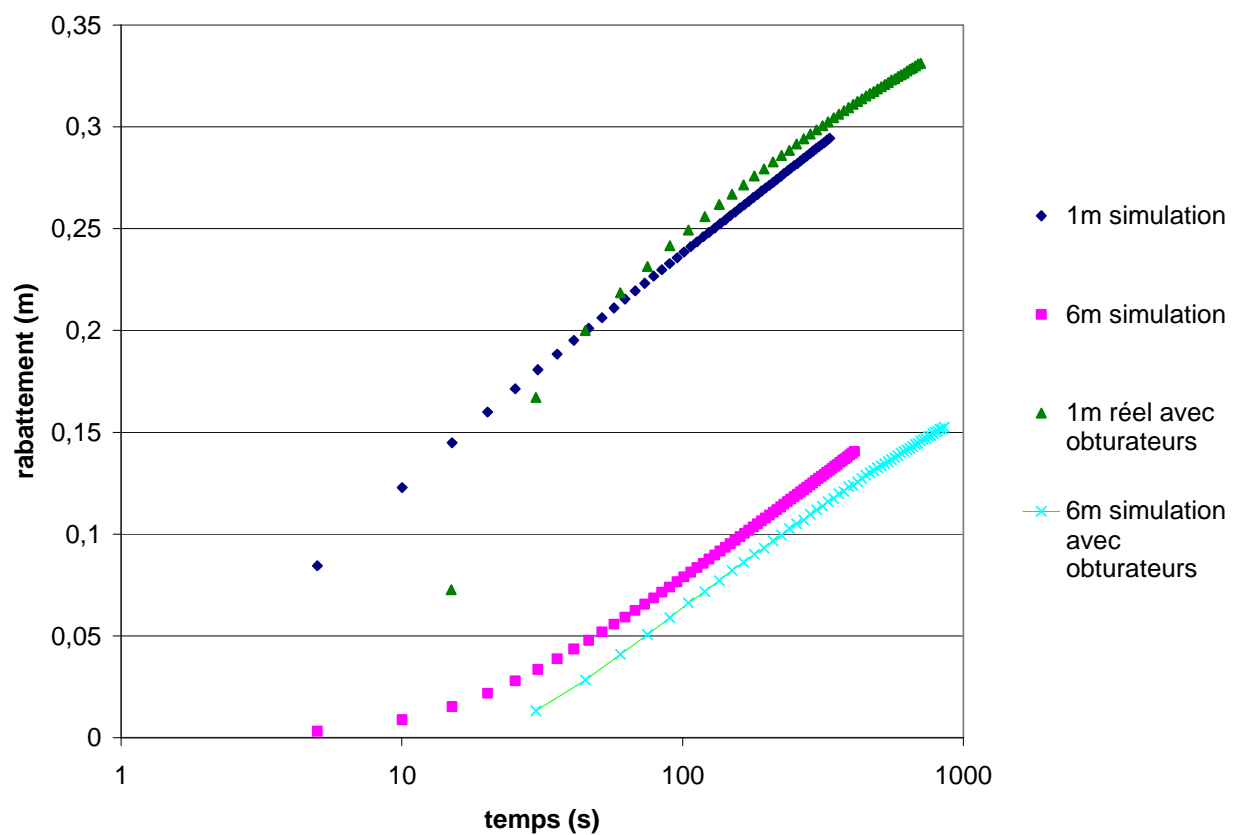


Figure 3-24 : Résultats in situ et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1

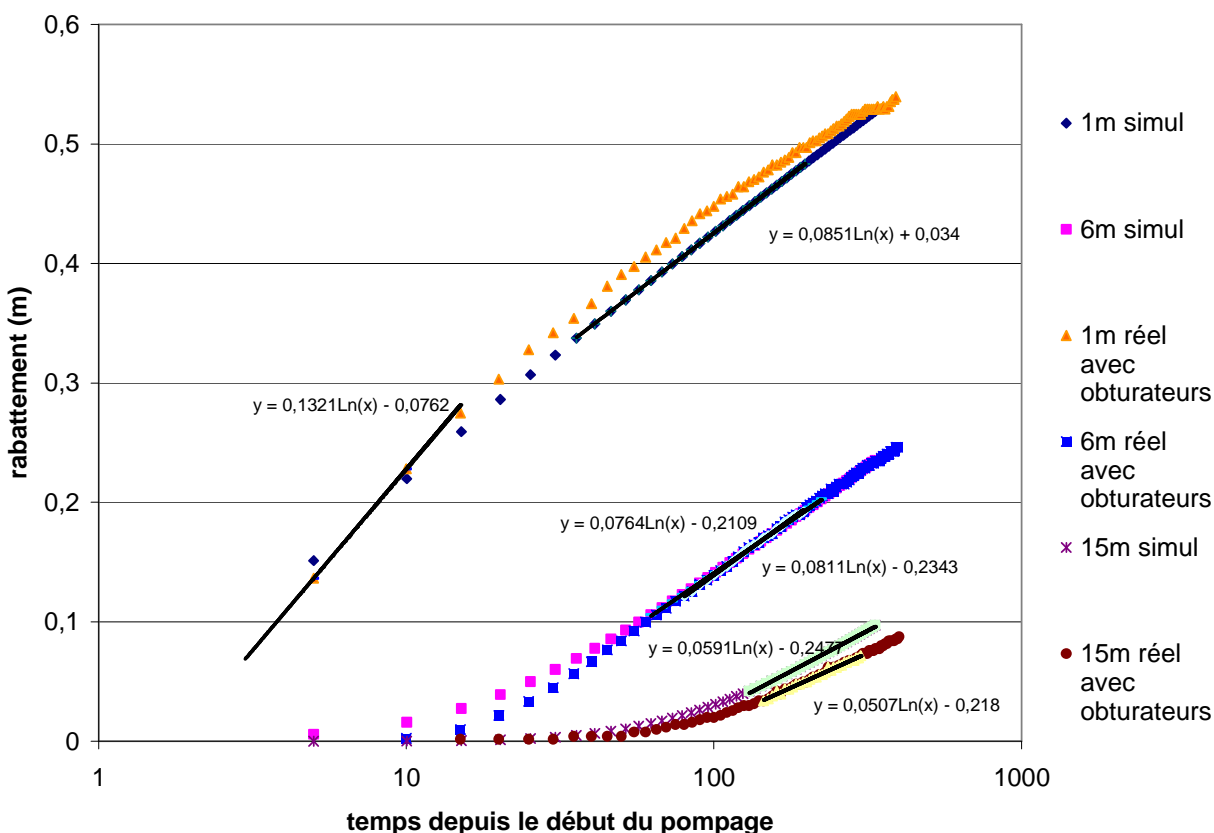


Figure 3-25 : Résultats in situ et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2

Les simulations menées à partir des résultats des deux campagnes permettent les mêmes observations :

- Les courbes réelles et simulées ne sont pas toutes superposées
- À 6m, les courbes sont superposées dans les deux cas.
- À 1m, la pente des essais de terrain est supérieure à celle des simulations, alors qu'à 15m, elle est inférieure. La transmissivité déterminée sera alors inférieure à celle des simulations à 1m et supérieure à 15m

On retrouve ici l'évolution de la transmissivité en fonction de la distance au puits, comme le montrait la figure 3-19, où la transmissivité déterminée augmentait avec la distance de calcul au puits. Les piézomètres et le puits influencent donc toujours la détermination des paramètres de l'aquifère, malgré la présence d'obturateurs.

Comme à 6m, les courbes sont superposées pour les deux campagnes, les valeurs déterminées à partir des courbes réelles sont identiques à celles entrées dans le logiciel. On utilisera alors les courbes à 6m comme étant les courbes de référence où ce serait comme si le temps de retard et l'emmagasinement n'influencent plus la détermination de T et S. Ceci n'est qu'une hypothèse permettant de simplifier l'analyse. On aurait pu considérer aussi les valeurs à 21m comme les « vraies » valeurs des paramètres de l'aquifère. Le but de la présente étude est essentiellement d'évaluer si le temps de retard et l'emmagasinement des piézomètres influencent l'essai de pompage.

3.4.3 Étape 2 : analyse du modèle avec obturateurs sans prendre en compte le temps de retard

On introduit maintenant un emmagasinement constant dans les piézomètres et dans le puits, de valeur plus élevée que celle de l'aquifère. Leur transmissivité, quant à elle, est choisie 1000 fois supérieure à celle de l'aquifère. Dans la mesure où l'on cherche à montrer ici l'influence de l'emmagasinement, on travaille sur les données des 2 campagnes sans obturateur, en gardant à l'idée que seules les données à 6m pourront parfaitement être superposées. L'étude se concentre alors sur les piézomètres situés à cette distance. Les deux figures suivantes (figure 3-26, 3-27) présentent l'évolution du rabattement en fonction du temps pour $S_{\text{piézo}}=S_{\text{puits}}=1$.

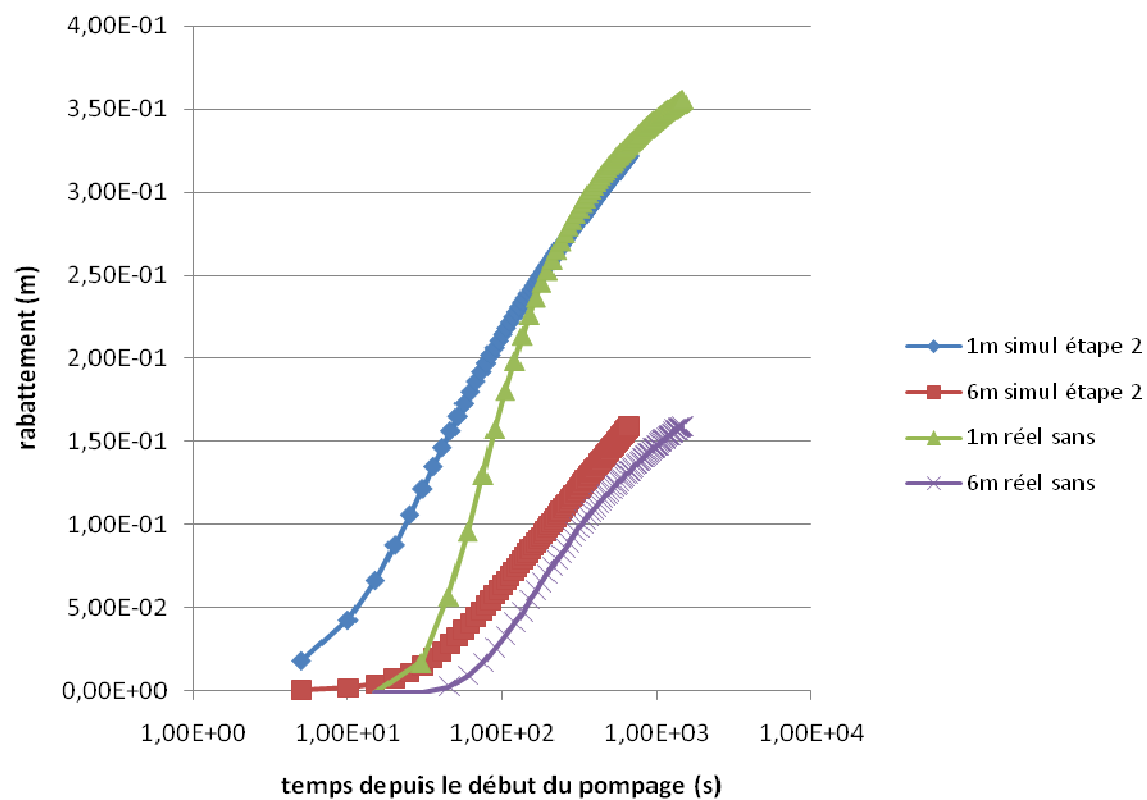


Figure 3-26 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux

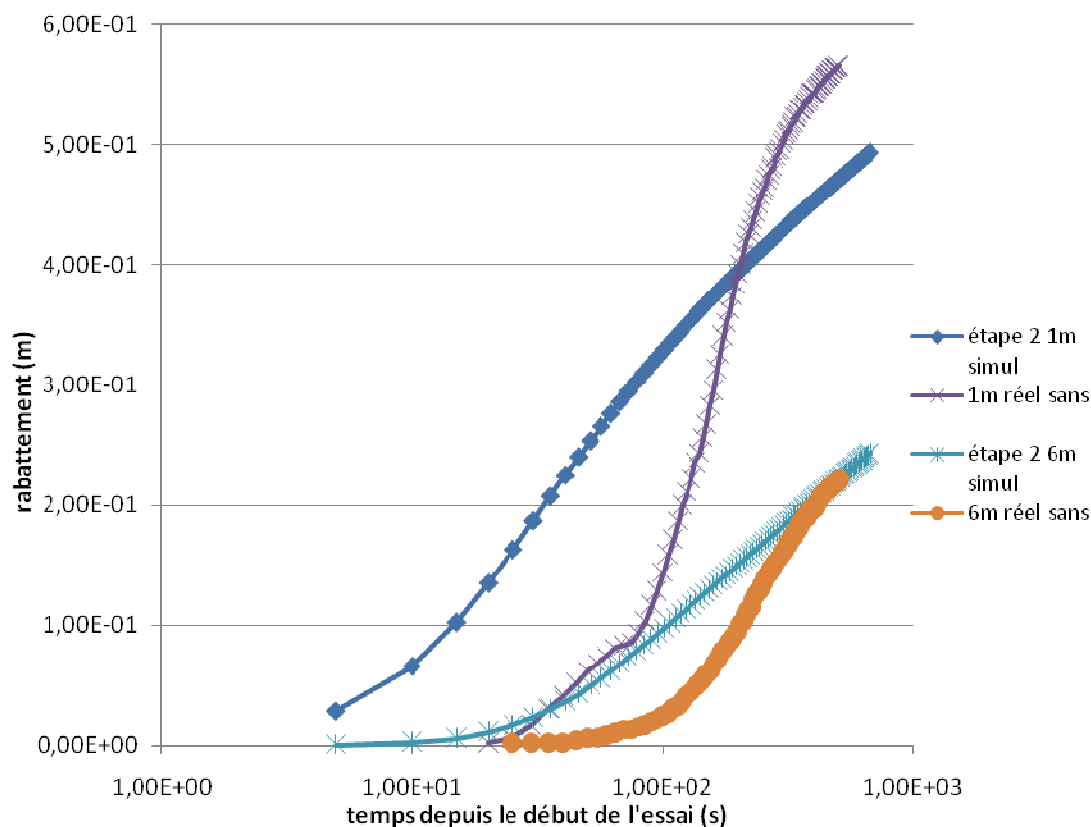


Figure 3-27 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2, en tenant compte de l’emmagasinement des tuyaux

Les courbes montrent que la pente et l’ordonnée à l’origine sont différentes entre le cas réel et les simulations. Les pentes sont supérieures dans le cas réel, la transmissivité déterminée à partir des cas réels sera donc plus faible. L’ordonnée à l’origine est plus faible aussi dans le cas réel, ce qui montre que l’emmagasinement sera au contraire plus élevé. Cette différence tend à s’atténuer lorsqu’on s’éloigne du puits.

Afin de valider le fait que seul l’emmagasinement des tuyaux ne peut pas expliquer les variations de celui estimé par les essais, on trace l’évolution, à 6m, du rabattement en fonction du temps pour 3 valeurs d’emmagasinement des piézomètres (0.1, 1 et 10) (figure 3-28).

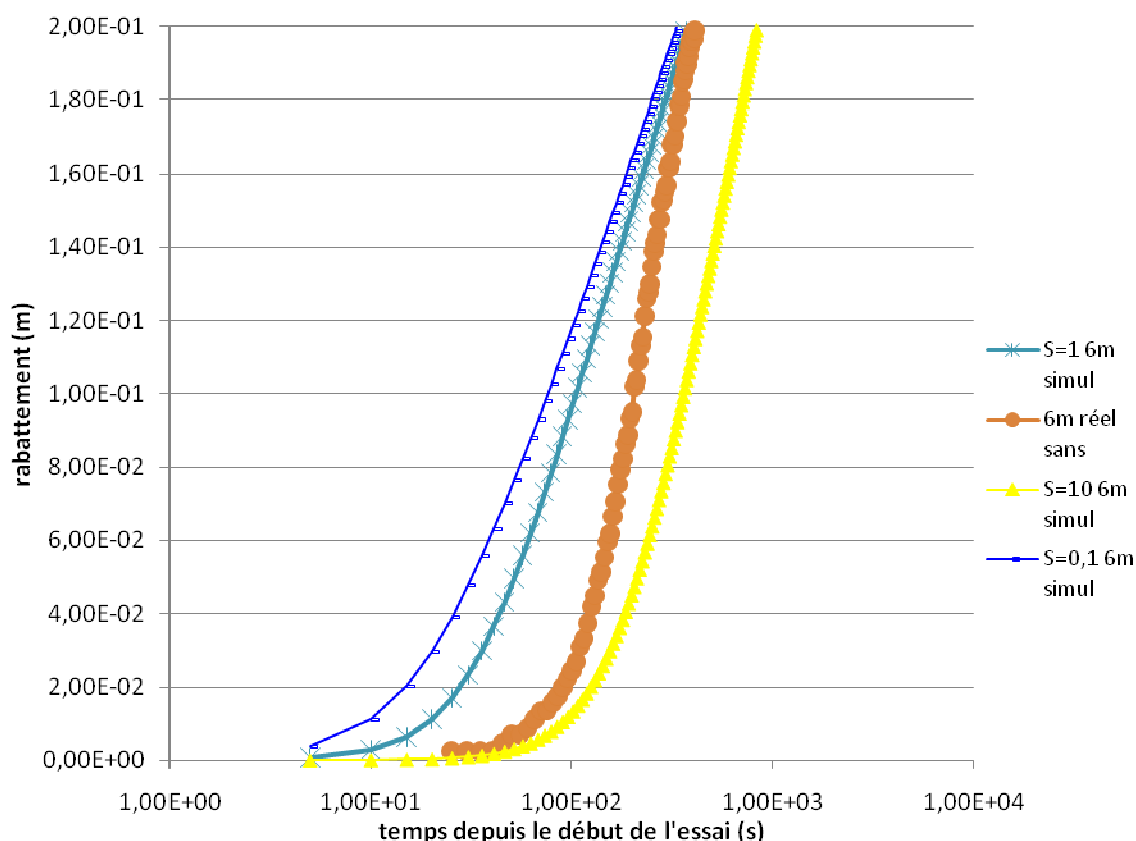


Figure 3-28 : Évolution de rabattement en fonction du temps depuis le début du pompage lorsque l'emmagasinement des piézomètres varie

La figure montre que lorsque l'emmagasinement des tuyaux varie, les paramètres de l'aquifère déterminés par un essai de pompage varient : plus on le considère petit, et plus l'ordonnée à l'origine sera grande, et donc plus l'emmagasinement déterminée sera petit. L'influence sur la transmissivité est faible, ce qui montre que prendre en compte l'emmagasinement seul des piézomètres n'explique pas les fortes variations de transmissivité. Quant à l'emmagasinement, il n'est pas possible d'obtenir une partie linéaire de courbe ayant la même ordonnée à l'origine que les essais réels, il y aura donc toujours une différence d'emmagasinement entre le cas réel et les simulations. Le tableau 3-4 présente l'évolution des paramètres calculés par la méthode de Cooper Jacob.

Tableau 3-4 : Évolution des valeurs de transmissivité et d'emmagasinement calculé sous SEEP lors que $S_{\text{piézomètre}}$ varie

$S_{\text{piézomètre}}$	$T_{\text{calculé}} (\text{m}^2/\text{s})$	$S_{\text{calculé}}$
0.1	2.1E-4	2.3E-4
1	1.8E-4	3.4E-4
10	1.39E-4	1.15E-3
Réel	1.03E-4	6.15E-4

Pour $S_{\text{piézomètre}}=0.1$, la transmissivité calculée est 2 fois supérieure, alors que l'emmagasinement est 3 fois inférieure par rapport à l'essai réel. Pour $S_{\text{piézomètre}}=10$, la transmissivité calculée est 1.3 fois supérieure, alors que l'emmagasinement 1.8 fois. Ainsi, en augmentant la valeur de $S_{\text{piézomètre}}$, on améliore la détermination de T, tout en empirant celle de S. Il n'est donc pas possible de trouver un modèle correspondant au cas réel en considérant seulement l'emmagasinement dans le puits et les piézomètres.

3.4.4 Étape 3 : analyse du modèle avec obturateurs en tenant en compte du temps de retard

Comme Black et Kipp (1981) l'avaient suggéré, le temps de réponse des piézomètres introduit une variation de détermination des paramètres de l'aquifère. Afin de modéliser ce temps de retard, on applique, pour l'anneau autour des tuyaux, une faible transmissivité et le même emmagasinement que l'aquifère. Ceci permet de simuler le fait que l'eau s'équilibre plus lentement qu'elle le devrait en théorie dans les piézomètres, ce qui est similaire à considérer que l'eau s'écoule plus lentement en provenance du piézomètre, à cause de la pénétration partielle de la crépine. On ne considère alors ce temps de retard qu'au niveau des piézomètres (à Sorel, le puits est crépiné sur toute sa hauteur).

Les figures 3-29 et 3-30 présentent les meilleurs résultats pour la superposition de la partie linéaire des campagnes 1 et 2. Ces résultats ont été obtenus en multipliant les simulations en faisant varier les caractéristiques de l'anneau et des piézomètres, afin d'obtenir la meilleure superposition possible.

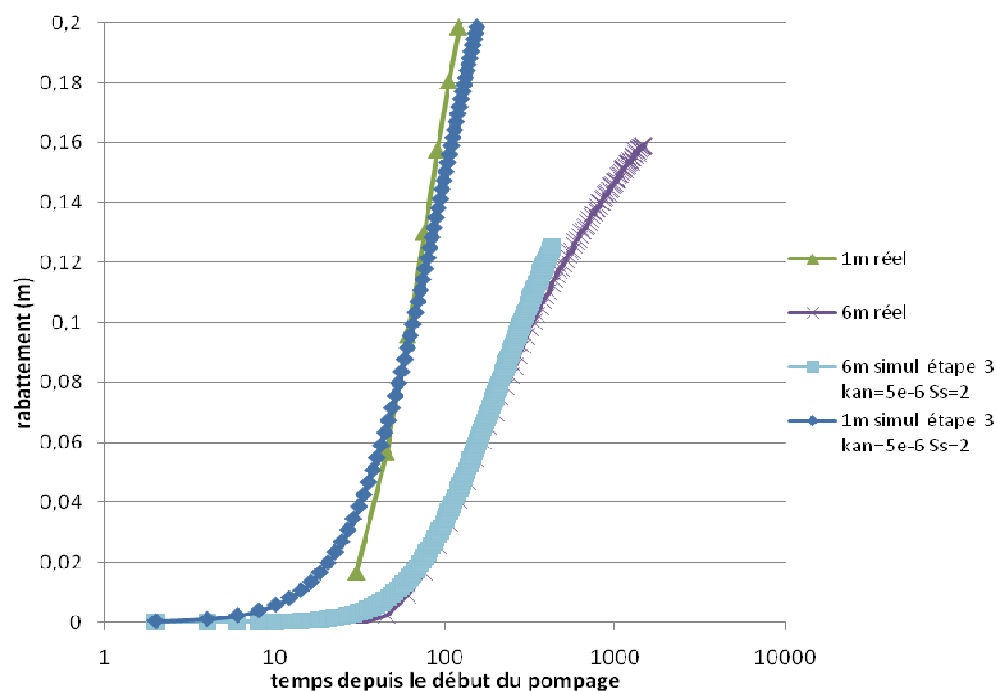


Figure 3-29 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 1, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux et du temps de retard

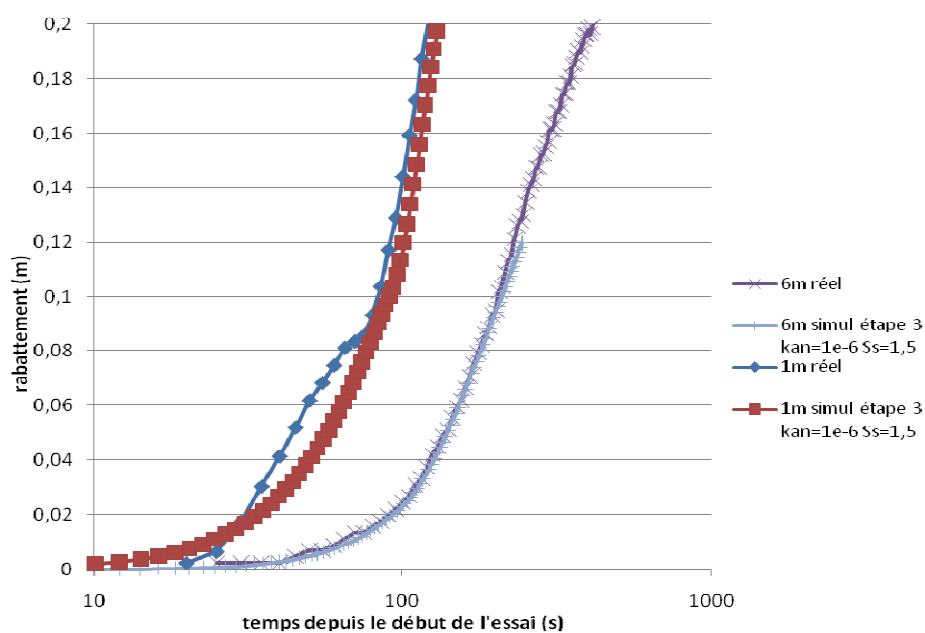


Figure 3-30 : Résultats in situ sans obturateur et des simulations du rabattement en fonction du temps pour la campagne 2, en tenant compte de l'emmagasinement des tuyaux et du temps de retard

A part à 1m pour la campagne 1, où la superposition n'est pas parfaite, dans les 3 autres cas, on obtient des parties linéaires identiques. Le modèle proposé permet alors une bonne représentation de l'essai de pompage et montre que la détermination des paramètres de l'aquifère, lorsque l'on n'utilise pas d'obturateur, est erronée à cause de deux effets.

Quant au choix de la conductivité hydraulique de l'anneau, elle correspond à la théorie de Black et Kipp. En effet, ils énonçaient de manière intuitive que plus le débit était fort et plus le temps de retard était grand. La conductivité hydraulique à imposer pour l'anneau est supérieure pour la campagne 1, campagne où le débit était plus faible.

Pour le choix de l'emmagasinement spécifique, le modèle numérique montre qu'il est nécessaire de prendre en compte l'eau stockée dans les tuyaux, dans la mesure où l'emmagasinement spécifique des tuyaux est très supérieur à celui de l'aquifère. Par contre, il existe une différence entre les deux campagnes : il est supérieur dans la campagne 1 (2 par rapport à 1.5), malgré le fait que les piézomètres et le puits soient identiques. Il faut alors revenir à la définition de l'emmagasinement spécifique, qui est le volume d'eau par unité de volume aquifère que l'on obtient sous une baisse de pression de 1 unité. L'explication pourrait être reliée au temps de retard. En effet, le fait que l'eau soit rejetée plus lentement que le suppose la théorie (et pas instantanément comme le suppose l'équation différentielle) entraîne une différence entre le volume qui a été rejeté et celui qui aurait dû être rejeté en théorie. Pour les deux campagnes, la configuration de l'aquifère, des piézomètres et du puits est la même. Le volume d'eau qui devrait être rejeté par les tuyaux devrait alors être identique. Cependant, comme l'emmagasinement des tuyaux pour la campagne 1 est supérieur à celui de la campagne 2, cela montre que ce volume est différent. Comme le temps de retard est plus faible pour la campagne 1 (ceci s'expliquant par le fait que le débit est plus faible pour la campagne 1), le volume rejeté par les tuyaux pour la campagne 1 sera supérieur à celui de la campagne 2.

CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA PROPAGATION D'UNE ONDE SINUSOÏDALE

Cette partie est constituée par l'article présenté à la conférence canadienne de géotechnique d'Halifax (Dufour et Chapuis 2009).

4.1 Introduction

La détermination des paramètres hydrodynamiques à partir des essais de pompage est basée sur la stationnarité du niveau d'eau de l'échantillon dans l'aquifère. Cependant, même si cette approximation peut être considérée comme valable dans la plupart des cas, dans certaines configurations, il est important de tenir compte des variations naturelles du niveau piézométrique. Dans les aquifères côtiers, il existe une relation dynamique entre l'eau de mer et la nappe phréatique, entraînant une variation de la hauteur dans la nappe, due aux vagues et à la marée. On peut aussi citer l'incidence barométrique et les marées terrestres, comme phénomènes impliqués dans la variation de hauteur de nappe. Ainsi, lors d'essais dans de telles zones, il sera important, avant de commencer l'essai et pendant toute sa durée, d'évaluer ces évolutions dues aux phénomènes naturels, afin d'en tenir compte au moment de l'interprétation des essais de pompage.

Il est aussi possible d'utiliser directement les variations liées aux phénomènes naturels pour identifier les caractéristiques hydrauliques du milieu souterrain. L'idée est alors d'analyser le phénomène de propagation d'onde naturelle dans l'aquifère dans plusieurs puits. En faisant varier les paramètres des modèles et en supposant les ondes comme étant sinusoïdales, il est alors possible de déterminer des solutions théoriques proches de cas réels.

Le principe consiste alors à imposer un régime forcé sinusoïdal au niveau du puits, et, comme dans le cas des ondes naturelles, de mesurer le déphasage et la variation d'amplitude dans des piézomètres. Cela permet d'imposer une onde de fréquence et d'amplitude connue, et de s'adapter aux paramètres de l'aquifère. Cependant, cette approche nécessite, comme dans le cas de la marée, de connaître une solution théorique des équations du problème.

4.2 État des connaissances

Dès 1877, Boussinesq a signalé que les problèmes d'écoulement souterrain en condition saturée peuvent être décrits par similarité aux problèmes de conduction thermique. En 1971, De Cazenove a étendu la méthode aux cas simples d'aquifères côtiers soumis à des marées sinusoïdales et en présentant des applications pratiques. L'étude est alors basée sur la résolution de l'équation de diffusion, la solution étant fonction des conditions aux limites et initiales. Les études se sont ensuite diversifiées afin de tenir compte des différentes configurations naturelles d'un système d'aquifère, l'étude de Yuqiang et Hailong (2007) proposant la solution plus générale.

Sur le même principe, les quelques études menées sur la propagation d'une onde sinusoïdale forcée ont permis d'obtenir les solutions théoriques, dans l'état permanent en supposant que l'onde garde une forme sinusoïdale (Towley) ou que le puits a un diamètre nul et que l'on peut négliger la partie non périodique du début de l'expérience (Rasmussen). Dans cette dernière étude, un essai sur un système d'aquifère a été mis en place. Les résultats obtenus par cette méthode sont comparables à ceux des essais conventionnels en nappe captive, alors qu'en nappe libre, l'emmagasinement est très différent.

4.3 Théorie

Afin d'étendre les études précédentes, Saucier et al. (2009) ont résolu l'équation de diffusion en prenant en compte le rayon du puits. L'équation différentielle du problème est :

$$\nabla^2 h = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.1)$$

Avec h , la charge hydraulique (m), S_s l'emmagasinement spécifique (m^{-1}), K la conductivité hydraulique saturée (m/s) et t le temps. Le rapport K / S_s est appelé diffusivité D . Dans le cas d'une propagation radiale 2D, à partir d'un puits infini cylindrique de rayon r_0 , dans un domaine infini et homogène, les conditions aux limites sont :

$$\begin{aligned} h(r, t) &= 0, & t \leq 0, \quad r_0 \leq r < \infty, \\ h(r_0, t) &= h_0 \sin(\omega t), \quad t \geq 0, \\ h(\infty, t) &= 0, & t \geq 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

Avec h_0 et ω , l'amplitude et la fréquence angulaire de la perturbation. Afin de simplifier l'expression des équations et de la solution, on introduit les paramètres $\rho=r/r_0$, $\theta=Dt/r_0^2$ et $w=\omega r_0^2/D$. Le système d'équations a été résolu par Saucier et al (2009) en utilisant la transformée de Laplace. On ne présente ici que la forme générale des solutions :

$$h(\rho, \theta) = \varepsilon(\rho, \theta) - R_1(\rho) \cos(w\theta) + R_2(\rho) \sin(w\theta) \quad (4.3)$$

Avec ε , R_1 et R_2 fonctions de a et w . La solution développée, présentée dans l'article, montre que le comportement de l'onde varie linéairement en fonction de l'amplitude de l'onde au niveau du puits, et varie en fonction du rapport ω/D (équivalent à $t_0 D$ avec $t_0 = \frac{2\pi}{\omega}$). La solution peut être scindée en une partie transitoire ($\varepsilon(\rho, \theta)$ qui tend vers 0 lorsque θ tend vers l'infini) et une partie stationnaire dont le comportement est sinusoïdal.

Dans la mesure où la réponse de l'aquifère à la sollicitation sinusoïdale varie en fonction du produit $t_0 D$, dans la suite de l'étude, les comparaisons seront présentées uniquement à partir de $t_0 D$.

4.4 Modélisation numérique

Le modèle décrit par les équations (4.48) et (4.49) a été simulé numériquement en utilisant le logiciel d'éléments finis SEEP/W (Geo-Slope International Ltd. 2003). Les capacités de ce logiciel ont été examinées en détail par Chapuis et al. (2001). Ce code numérique utilise les courbes caractéristiques du sol, c'est-à-dire $K(u_w)$ et $\theta(u_w)$, où K est la conductivité hydraulique, u_w la pression interstitielle et θ la teneur en eau volumique du sol. Ainsi, les équations différentielles complètes sont résolues à la fois pour les sols saturés et non saturés, sans faire d'hypothèses.

Le maillage est choisi de manière à limiter le temps de calcul et obtenir des résultats précis. L'aquifère est alors représenté par une couche d'épaisseur 5 m et d'une longueur de 4000 mètres depuis le plan vertical du puits. Le rayon du puits est de 0,15 m et le modèle est pris axisymétrique. Pour la simulation, une longueur de 4000 m a été choisie afin de modéliser la condition de charge nulle à l'infini (on considère que la limite à droite peut être considérée comme infinie lorsque $15 \times \text{rayon d'influence} < \text{longueur totale du modèle}$).

La grille d'éléments finis est telle que les premiers éléments ont une taille inférieure au rayon du puits, leur taille augmentant ensuite progressivement. Des éléments finis de taille plus petite permettent d'obtenir de meilleurs résultats d'analyse près du puits (figure 4-1).

Les quatre paramètres variables de l'étude sont la conductivité hydraulique, l'emménagement spécifique de l'aquifère, la phase et l'amplitude de l'onde dans le puits. Afin de travailler dans des conditions réalisables in situ, la période de l'onde ne sera jamais prise supérieure à 3600 secondes, les paramètres de l'aquifère seront choisis pour correspondre aux cas usuels d'aquifère à nappe captive.

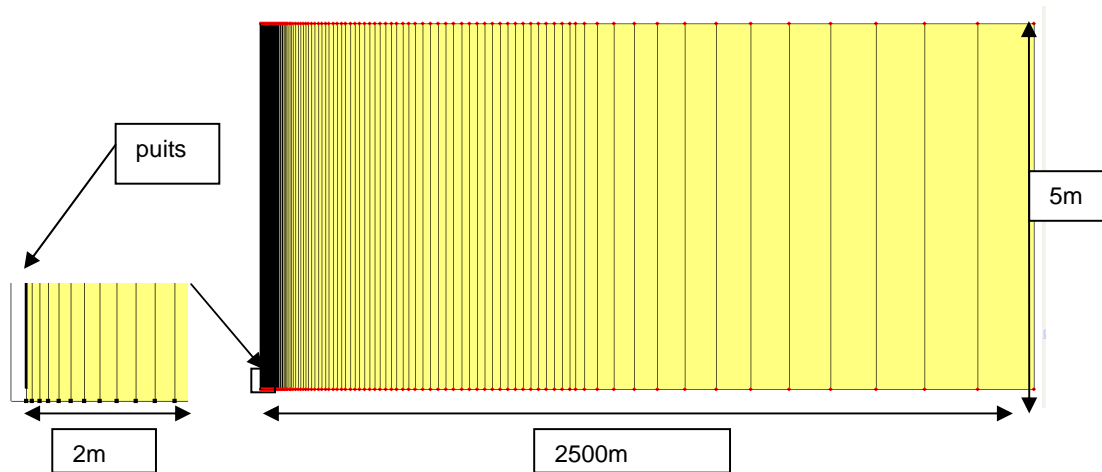


Figure 4.1 : Maillage utilisé dans le modèle et détail de la zone autour du puits

Concernant les conditions initiales, une charge hydraulique de 2 m est appliquée sur tous les nœuds. Le gradient d'écoulement est alors nul au temps zéro. Pour la phase transitoire, les conditions aux frontières sont choisies telles qu'elles satisfont le système (4.2) : charge nulle en $r = 4000$ m, une charge hydraulique fluctuant de forme sinusoïdale au niveau du puits et une frontière imperméable de part et d'autre de l'aquifère.

4.5 Présentation des résultats

A partir des simulations, il est possible d'obtenir l'évolution de la charge à chaque nœud du maillage. Il est alors possible de tracer l'évolution de la charge en fonction du temps et de la distance. Les figures 4-2 et 4-3 présentent les résultats obtenus sous SEEP, avec les paramètres suivants : $K = 5 \times 10^{-3}$ m/s, $S_s = 8 \times 10^{-6}$ m⁻¹, et $t_0 = 300$ s.

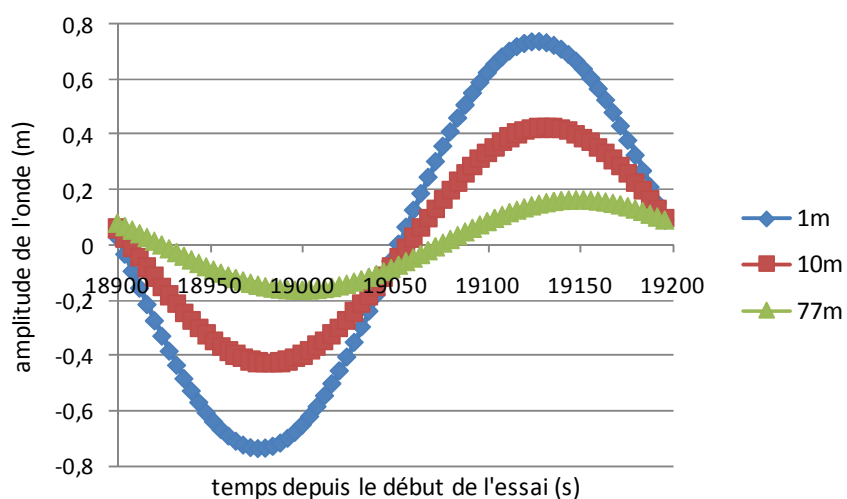


Figure 4-2 : Évolution de la charge en fonction du temps

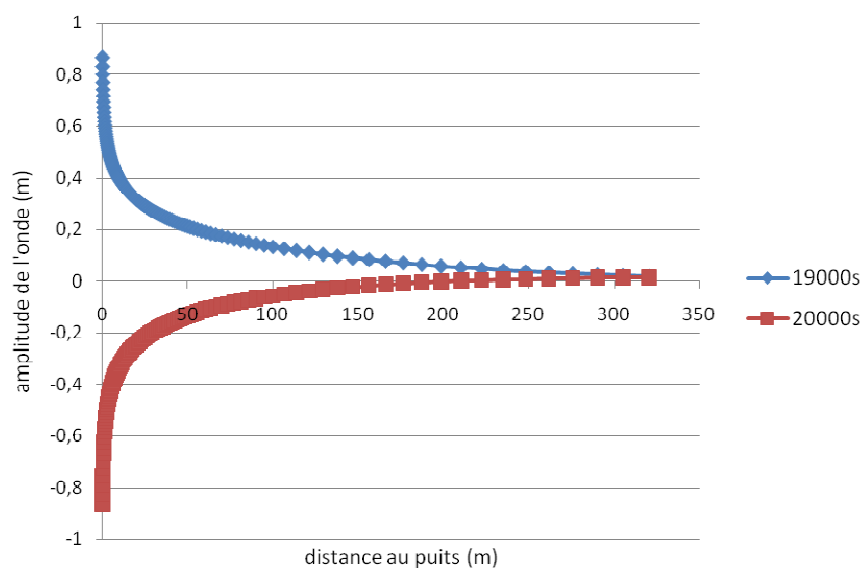


Figure 4.3 : Évolution de l'amplitude en fonction de la distance au puits

Il est possible de visualiser le déphasage et la diminution de l'amplitude lorsqu'on s'éloigne du puits. Les courbes restent cependant des sinusoïdes, de la même forme que le signal d'entrée, dans lesquelles il faudrait prendre en compte le déphasage et l'atténuation d'amplitude. Au niveau des piézomètres, l'évolution de la charge est alors de la forme

$$h = A \sin\left(\frac{2\pi}{t_0}(t - t_{lag})\right) \quad (4.4)$$

Avec A l'amplitude à une distance donnée et t_{lag} , le temps de retard. Il est alors possible de déterminer simplement la valeur de l'amplitude et du temps de retard de l'onde à chacun des nœuds du modèle.

4.6 Phases transitoire et stationnaire

Comme présenté dans l'article de Saucier et al. (2009), la solution présente 2 phases : transitoire et stationnaire, la partie transitoire tendant vers 0 lorsque le temps augmente. On cherche alors à connaître quel nombre de périodes est nécessaire pour que l'onde atteigne cet état stationnaire, à une certaine distance du puits.

Pour visualiser ces deux tendances, on utilise la différence totale sur les 75 pas de temps qui composent une période, entre la charge aux temps proches du début du pompage, et celle à un temps infini. Pour la comparaison, on suppose qu'après 65 périodes, l'état stationnaire est atteint et correspond au temps infini. La figure 4-4 présente cette différence en fonction du nombre de périodes depuis le début du pompage pour 3 distances ($r = 1$ m, $r = 5$ m et $r = 10$ m). La valeur des paramètres sont : $K=5E-4$ m/s, $S_s=8E-5$ m⁻¹ et $t_0=300$ s.

Le critère de validation de l'état stationnaire est vérifié pour une période. Il est choisi tel que la somme des différences de charge sur l'ensemble de chaque période soit inférieure à 7.5 cm. Dans la mesure où chaque période est subdivisée en 75 points, cela représente en moyenne 1 mm de différence pour chaque mesure.

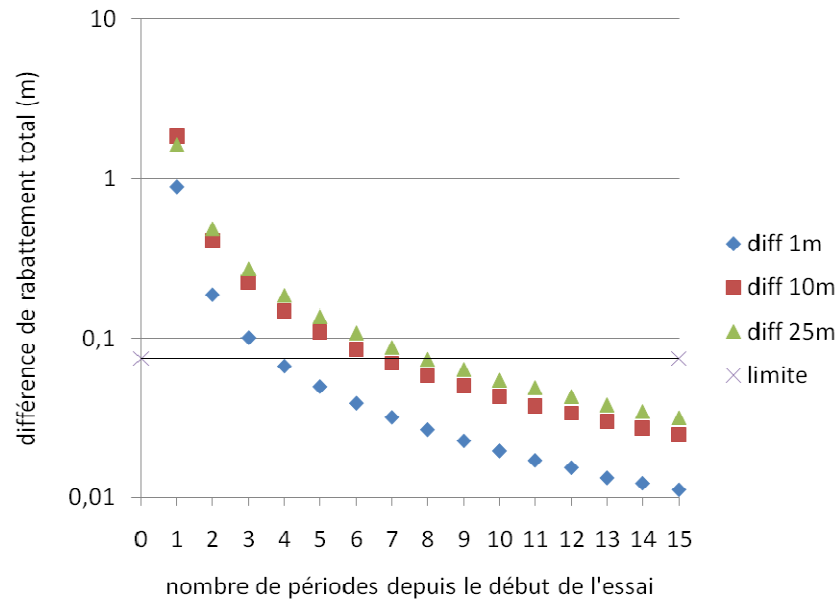


Figure 4-4 : Différence de rabattement pour les premières périodes

Le comportement des courbes montrent que l'onde tend vers l'état stationnaire lorsque le nombre de périodes depuis le début de l'essai augmente, ce que montrait la solution (4.3). L'onde tend vers l'état stationnaire rapidement, car après seulement 3 périodes, soit 900 s, le critère est atteint à 1 m du puits. À 10 m, il faut attendre 6 périodes et à 25 m, 7 périodes. Ainsi, le nombre de périodes pour atteindre le critère de validation varie en fonction de la distance du piézomètre au puits.

De plus la différence dans les premières périodes est faible car la somme des différences est au maximum de 2 m pour la 1^{ère} période. Ainsi, l'évolution de la charge pendant la 1^{ère} période pourra être utilisée afin d'estimer si les paramètres de l'onde sont adaptés à l'aquifère (amplitude ou phase trop faibles).

Les autres paramètres de l'étude (la diffusivité de l'aquifère, la période et l'amplitude de l'onde) ont aussi de l'influence. Le tableau 4-1 présente le nombre de périodes à atteindre afin d'obtenir l'état stationnaire, en fonction du paramètre t_0D .

Tableau 4-1 : Nombre de périodes nécessaire pour atteindre l'état stationnaire en fonction de la distance au puits et du facteur Dt_0

Dt_0	1 m	10 m	25 m	50 m
1875	4	7	7	
3750	4	7	7	8
11250	3	6	6	7
18750	3	6	6	7

Le nombre de périodes est toujours inférieur à 8 pour les cas usuels d'aquifère, et varie peu lorsque le facteur Dt_0 augmente. L'utilisation d'une onde sinusoïdale peut donc être un moyen rapide de déterminer la diffusivité d'un aquifère, surtout si les piézomètres sont proches du puits.

A partir de la solution théorique, Saucier et al. (2009) déterminent que l'on peut considérer que la partie transitoire de l'onde représente moins de 1% de cette onde après plus de 5 périodes, et moins de 1‰, comme on le considère ici, après 50 périodes, quelle que soit la distance au puits et les paramètres de l'onde et de l'aquifère.

Dans la suite de l'étude, on travaillera toujours sur la phase stationnaire des solutions, car elle constitue la partie exploitable des essais de terrain. Les résultats des simulations seront pris loin du début de l'essai (63 périodes).

4.7 Variations en fonction de la diffusivité

Selon la solution sans dimensions de Saucier et al. (2009), la valeur de la charge à un temps et une distance donnés ne dépend que de la diffusivité D . Les figures 4-5 et 4-6 montrent pour plusieurs cas l'évolution du rapport d'amplitude $h(t)/h_0$ et du déphasage pour des aquifères ayant différentes conductivités hydrauliques et différents emmagasinelements spécifiques, mais la même diffusivité.

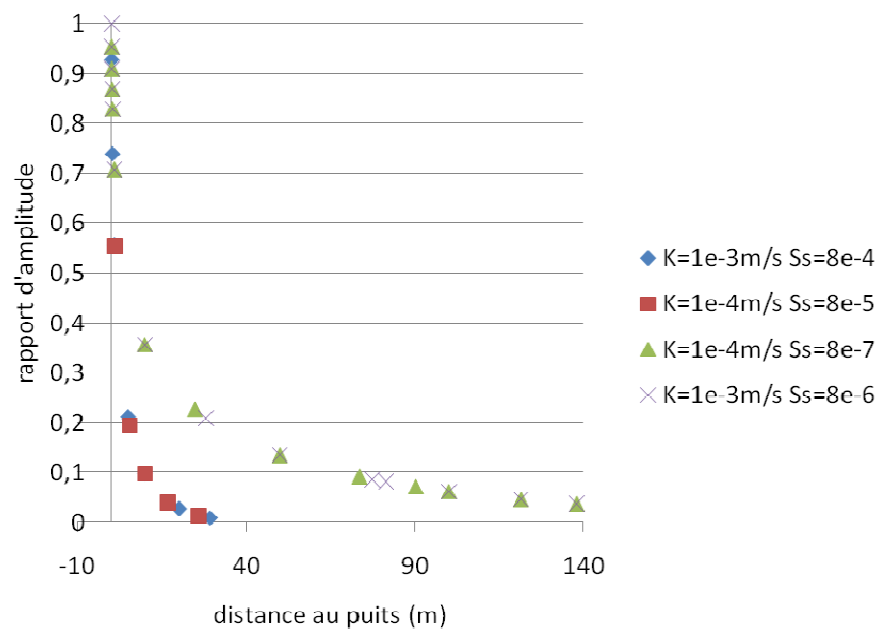


Figure 4-5 : Évolution du rapport d'amplitude en fonction de la distance au puits

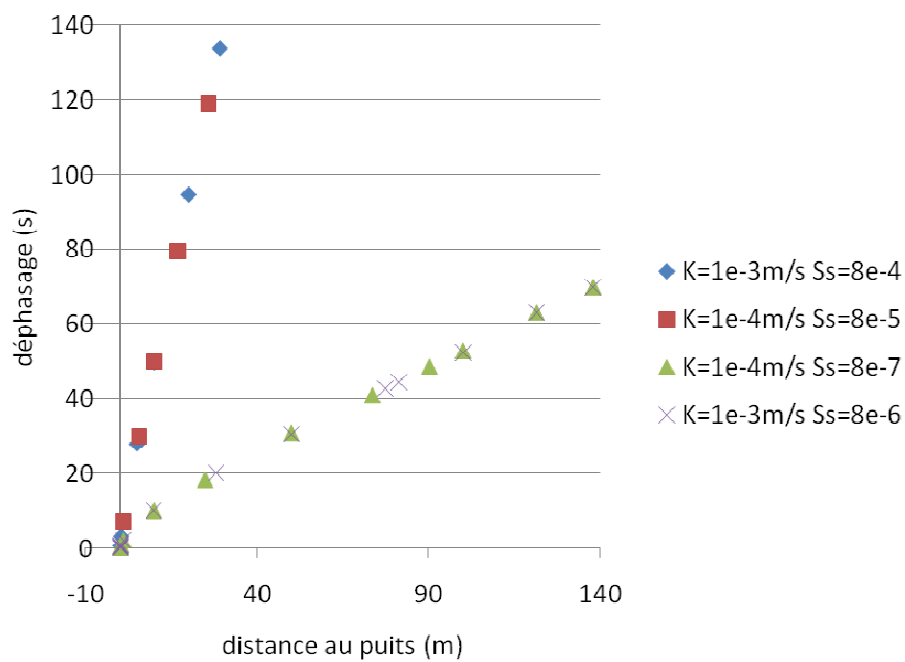


Figure 4-6 : Évolution du déphasage en fonction de la distance au puits

On remarque que lorsque $D = 1.25$ ($K=1^e-3m/s$, $S_s=8^e-4m^{-1}$ et $K=1^e-4m/s$, $S_s=8^e-5m^{-1}$) ou $D = 125$ ($K=1^e-4m/s$, $S_s=8^e-7m^{-1}$ et $K=1^e-3m/s$, $S_s=8^e-8m^{-1}$), les évolutions de l'amplitude et du déphasage sont identiques lorsque la diffusivité est identique. Ce résultat découle directement de la forme de l'équation différentielle.

4.8 Évolution du comportement en fonction des paramètres

Le comportement des ondes est fonction de 3 paramètres, D , a et ω . La diffusivité est imposée par le domaine d'étude et est a priori inconnue, tandis que la phase et l'amplitude sont imposées par l'opérateur. Les figures 4-7, 4-8 et 4-9 présentent l'évolution de l'onde en fonction du temps lorsqu'un paramètre varie, les autres étant considérés constants.

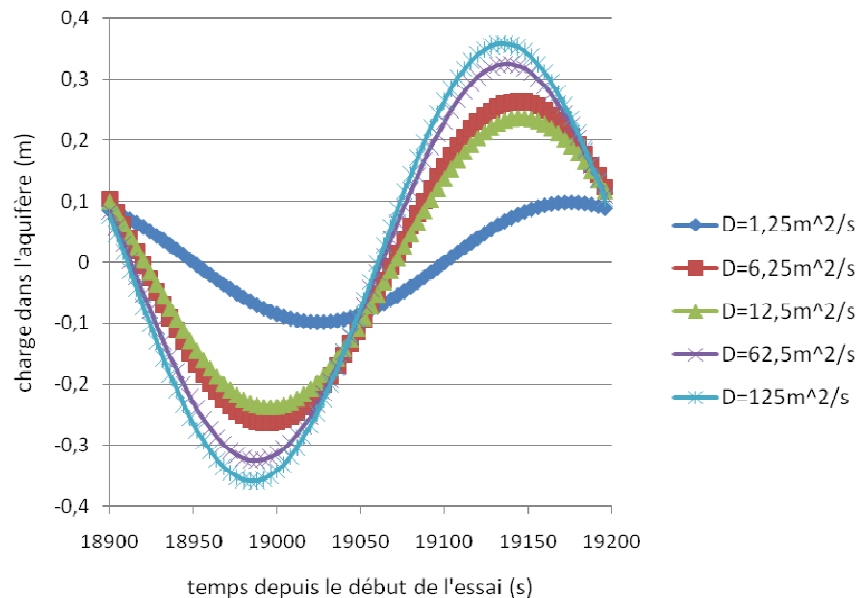


Figure 4-7 : Évolution de la charge dans l'aquifère pour $t_0 = 300$ s et $h_0 = 1$ m

Lorsque la diffusivité augmente, l'onde s'atténue moins et le déphasage par rapport à l'onde initiale est plus faible. Ceci s'explique par le fait qu'une faible conductivité hydraulique rend plus difficile la propagation de l'onde dans l'aquifère, donc en particulier la variation de la charge alors qu'un faible emmagasinement spécifique empêche l'onde de se disperser.

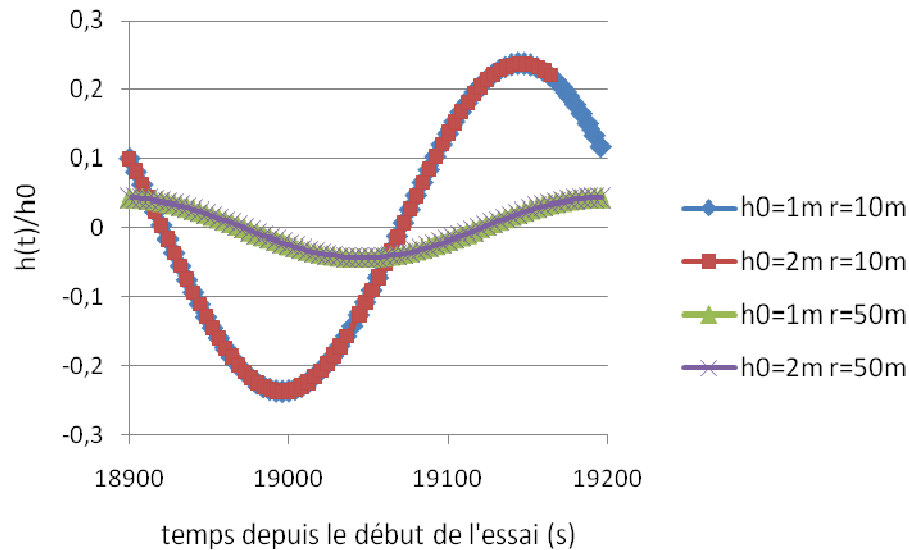


Figure 4-8 : Évolution de la charge dans l'aquifère pour $D = 12.5 \text{ m}^2/\text{s}$ et $t_0 = 300\text{s}$

Le rapport $h(t)/h_0$ est constant, quelles que soient l'amplitude de l'onde et la distance au puits. Ainsi, l'amplitude de l'onde dans les piézomètres varie linéairement avec l'amplitude de l'onde au niveau du puits, ce que montrait la solution complète proposée dans l'article de Saucier et al. (2009). Une onde d'amplitude 2 fois plus grande se propage alors 2 fois plus loin, et permet d'observer une amplitude plus forte dans les piézomètres. Cependant, l'amplitude de l'onde ne doit pas dépasser la moitié de l'épaisseur de l'aquifère, au risque de créer des variations de charge dans les couches adjacentes.

En se ramenant au rapport d'amplitude $h(t)/h_0$, il serait alors possible d'utiliser la propagation de l'onde entre deux piézomètres alignés avec le puits, au lieu de celle entre le puits et un piézomètre. La valeur de h_0 serait alors l'amplitude maximale de l'onde dans le piézomètre le plus proche du puits. Cela permettrait alors d'obtenir les hétérogénéités de propriétés dans l'aquifère. La période de l'onde étant constante, le déphasage serait alors mesuré entre les deux piézomètres. Une étude précise est ici indispensable, afin de vérifier ces hypothèses, dans la mesure où les conditions de l'essai ne sont pas les mêmes (propagation linéaire au lieu de propagation radiale).

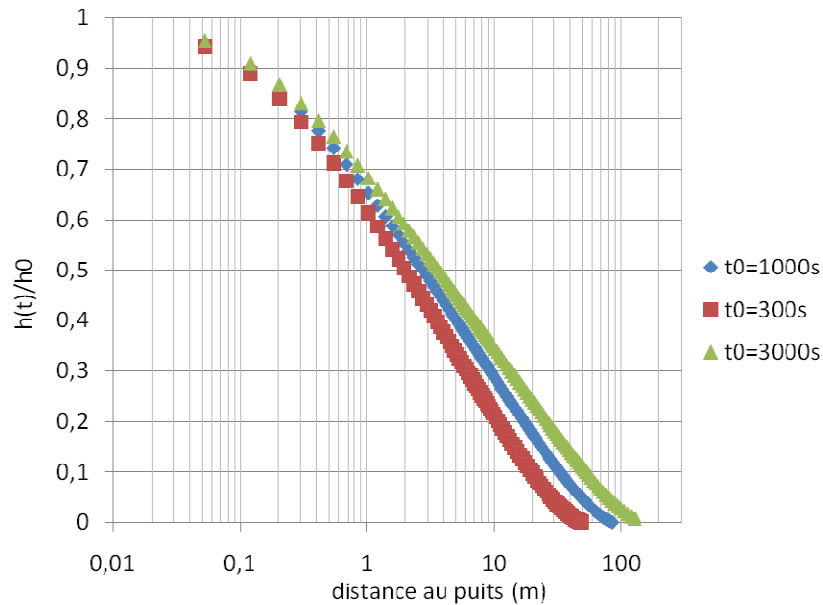


Figure 4-9 : Variation du rapport d'amplitude maximale pour $D = 12.5 \text{ m}^2/\text{s}$ en fonction de la distance

Lorsque la période augmente, l'onde s'atténue moins en fonction de la distance et se propage alors plus loin. Par exemple, si on considère une limite à 90% d'atténuation, l'onde pour $t_0 = 300 \text{ s}$ se propage à 20 m, pour $t_0 = 1000 \text{ s}$ à 35 m et pour $t_0 = 3000 \text{ s}$ à 50 m. C'est le phénomène que l'on observe dans le cas des marées dont le t_0 est voisin de 12 heures et qui peuvent se propager jusqu'à des distances supérieures à 1000 mètres dans les terres.

Ainsi le choix d'une onde de forte amplitude et de grandes périodes permettrait une détermination de la diffusivité sur de grandes distances. Cependant, un choix d'amplitude trop grand risque de changer les caractéristiques de l'aquifère, en créant des variations de pression trop fortes, alors qu'une phase trop grande entraîne un essai de longue durée, peu intéressant économiquement.

4.9 Détermination graphique de la diffusivité

Afin de pallier à la méconnaissance de la diffusion a priori et d'optimiser rapidement le choix des paramètres de l'onde, une méthode graphique a été mise au point. On définit alors le taux d'atténuation de l'amplitude, comme le rapport de l'amplitude maximale de l'onde durant la période et le déphasage normalisé, comme le rapport du déphasage de l'onde par rapport à l'onde du puits et de la période de l'onde du puits.

Ainsi, à partir de la mesure du taux d'atténuation $h(t)/h_0$ dans les piézomètres, on utilise les courbes types dans un graphique de D/ω en fonction de la distance au puits. Les points ont été obtenus en cherchant, pour chaque valeur de D/ω , à quelle distance l'onde est atténuée ou déphasée de 50, 75, 90 et 95%.

Pour l'utilisation du déphasage, on utilise un graphique du déphasage normalisé en fonction de D/ω . On calcule la valeur de déphasage normalisé par la formule $t_{lag} / (t_0 + t_{lag})$, avec t_0 la période de l'onde dans le puits.

Les figures 4-10 et 4-11 présentent les résultats obtenus par simulation. En utilisant (4.4) on détermine la valeur de l'atténuation d'amplitude et du déphasage, que l'on remplace, en plus de la distance au puits et de la période de l'onde, dans le graphique correspondant.

On obtient ainsi 2 méthodes combinées permettant avant tout une estimation de la diffusivité et un ajustement des paramètres de l'onde.

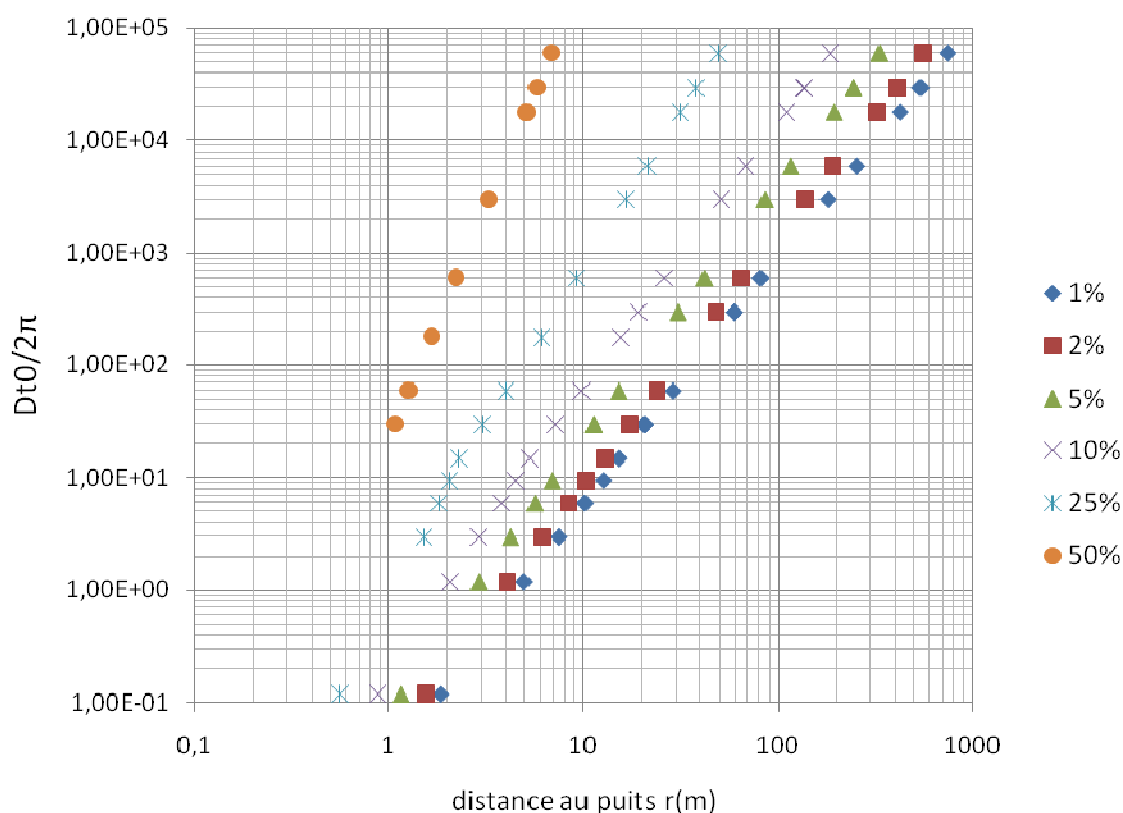


Figure 4-10 : Détermination graphique de la diffusivité à partir du taux d'atténuation

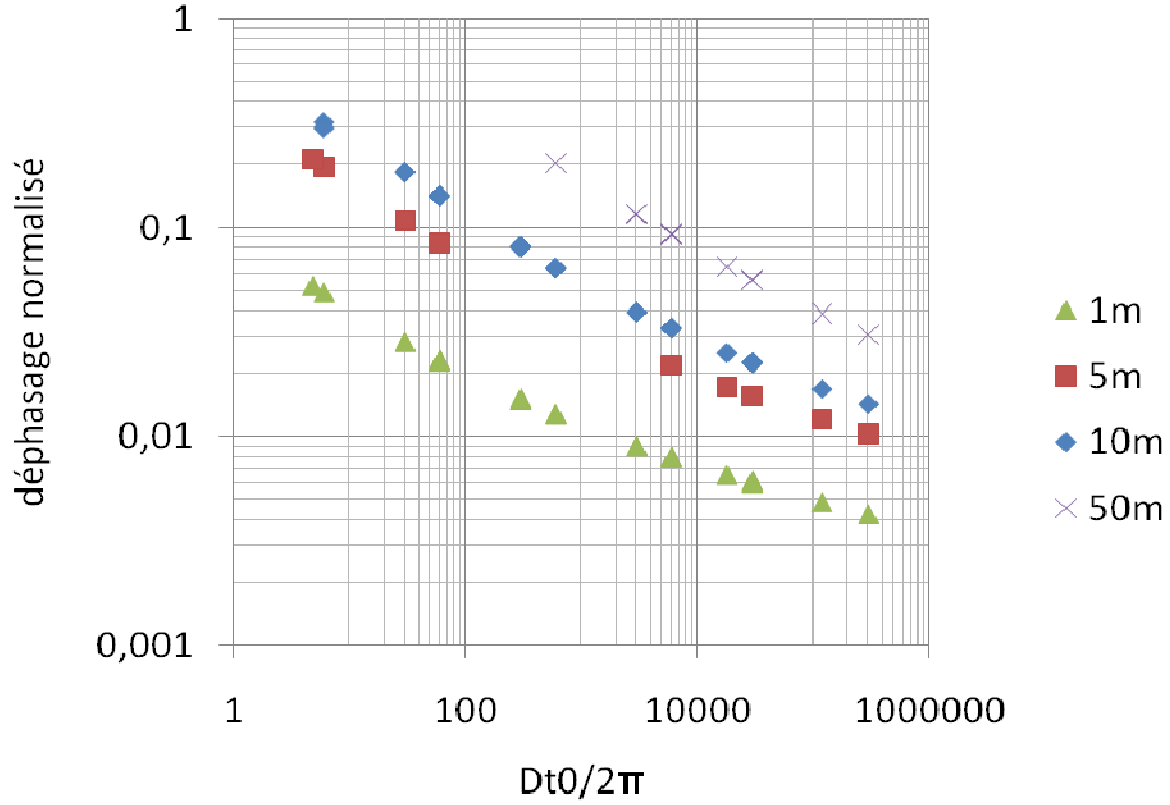


Figure 4.11 : Détermination graphique de la diffusivité en utilisant le déphasage dans les piézomètres, pour plusieurs distances au puits

4.10 Inversion des équations

Saucier et al. (2009) proposent une forme analytique pour les paramètres R_1 et R_2 de la solution (4.3) en régime permanent :

$$\begin{cases} R_1(\rho) = a \operatorname{Im}\left(\frac{H_0^{(1)}(\rho\sqrt{w}e^{i\frac{\pi}{4}})}{H_0^{(1)}(\sqrt{w}e^{i\frac{\pi}{4}})}\right) \\ R_1(\rho) = a \operatorname{Re}\left(\frac{H_0^{(1)}(\rho\sqrt{w}e^{i\frac{\pi}{4}})}{H_0^{(1)}(\sqrt{w}e^{i\frac{\pi}{4}})}\right) \end{cases} \quad (4.5)$$

On définit les paramètres $\rho = \frac{r}{r_0}$, $w = \frac{\omega r_0^2}{B}$ et a l'amplitude de l'onde dans le puits et la

fonction $H_0^{(1)}(z)$, la fonction de Bessel de troisième ordre (aussi appelée fonction de Hankel).

En régime permanent, la solution peut s'écrire sous la forme simplifiée $y_{\infty}(\rho, \theta) = A(\rho) \sin(w\theta - \Phi(\rho))$ (4.6). On définit alors $A(\rho)$ et $\Phi(\rho)$ à l'aide des fonctions R_1 et R_2 par :

$$\begin{cases} A(\rho) = \sqrt{R_1^2(\rho) + R_2^2(\rho)} \\ \cos(\Phi(\rho)) = \frac{R_2(\rho)}{\sqrt{R_1^2(\rho) + R_2^2(\rho)}} \\ \sin(\Phi(\rho)) = \frac{R_1(\rho)}{\sqrt{R_1^2(\rho) + R_2^2(\rho)}} \end{cases} \quad (4.7)$$

Les essais terrain permettent d'obtenir les valeurs de $A(\rho)$ et $\Phi(\rho)$. Il est alors nécessaire d'inverser le problème, afin d'obtenir la diffusivité à partir du comportement de l'onde.

Il n'existe pas de solution explicite pour inverser le problème. On utilise alors un critère d'erreur soit sur l'amplitude, soit sur le déphasage donné avec la solution et une valeur d'amplitude ou de déphasage obtenue à partir d'un piézomètre et de l'équation (4.6). Il reste alors à calculer les paramètres R_1 et R_2 en faisant varier la diffusivité jusqu'à atteindre le critère de convergence choisi. On utilise finalement le paramètre de terrain non utilisé pour vérifier le résultat obtenu en entrant la valeur de la diffusivité calculée dans les systèmes (4.5) et (4.7) et en vérifiant que les valeurs concordent.

4.11 Conclusion

Une procédure est présentée afin d'interpréter des essais de propagation d'une onde sinusoïdale, générée à partir d'un puits, dans un aquifère à nappe captive. L'utilisation du logiciel SEEP/W a permis de valider la solution proposée par Saucier et al. (2009) (vérification de la forme de la solution, période transitoire), d'étudier le comportement de l'onde et de mettre en place deux procédures afin de déterminer la diffusivité à partir des données des piézomètres.

L'onde forcée imposée dans le puits montre un comportement identique vis-à-vis des paramètres de l'aquifère que celle de la marée : lorsque la conductivité hydraulique augmente ou l'emmagasinement spécifique diminue, l'onde se disperse moins, l'amplitude et le déphasage évoluent moins rapidement lorsque l'on s'éloigne du puits. C'est à partir de ces phénomènes de variations d'amplitude et de déphasage qu'il est alors possible d'obtenir une estimation de la diffusivité de l'aquifère.

Même si les essais sinusoïdaux ne permettent d'obtenir que le rapport de la conductivité hydraulique sur l'emmagasinement de l'aquifère, ils constituent un moyen rapide pour analyser des aquifères hétérogènes entre les piézomètres ou anisotropes. De plus, lors d'essais dans des aquifères contaminés, ils évitent l'utilisation de grandes cuves pour stocker l'eau pompée du puits, dans la mesure où l'eau reste dans le puits avant d'être réinjectée dans l'aquifère.

Les essais sinusoïdaux sur le terrain nécessitent la mise en place d'une pompe programmable, afin de pouvoir imposer le débit ou la charge désiré dans le puits. Des capteurs de pression doivent être installés dans les piézomètres et afin d'éviter l'influence de l'emmagasinement des tuyaux du puits et des piézomètres, il sera nécessaire d'installer des obturateurs pendant la durée de l'essai.

De plus, il sera important de vérifier rapidement si les paramètres choisis pour l'onde sont appropriés en utilisant les valeurs des premières périodes, l'influence de l'état transitoire étant faible et de courte durée.

4.12 Compléments sur l'article

Cette partie présente de manière plus explicite le programme Mathematica, utilisé pour déterminer la diffusivité, et une étude sur les valeurs déterminées grâce à ce dernier.

Les valeurs d'atténuation d'amplitude et de déphasage, utilisées dans le programme de calcul, comme valeurs tests, sont celles données par SEEP pendant l'état stationnaire et par la formule

$$(4.49) \quad h = \frac{A}{h_0} \sin\left(\frac{2\pi}{t_0}(t - t_{lag})\right)$$

4.12.1 Présentation du programme

Le programme est basé sur le calcul de l'amplitude ou du temps de retard de l'onde dans le piézomètre en faisant varier la valeur de la diffusivité. On compare ensuite l'atténuation d'amplitude ou le déphasage avec ceux donnés par SEEP (ou donnés par les essais terrains). Si la différence est inférieure à un certain facteur, choisi à l'entrée, on considère que l'on a obtenu la valeur de la diffusivité correspondant aux modèles.

Afin d'assurer la convergence du modèle, deux paramètres doivent attirer notre attention :

- Le critère de comparaison choisi tel que :
$$\text{Crit} = \frac{\text{val num} - \text{val exp}}{\text{val num}}$$

Pour le critère, la valeur de 0.01 est la valeur minimale admissible dans les cas courants. Si le modèle diverge, il est alors nécessaire d'augmenter progressivement cette valeur afin d'assurer la convergence. Cela a lieu lorsque l'atténuation d'amplitude est trop forte ou que le déphasage est trop petit, et limite la précision sur la valeur de la diffusivité déterminée.

Ci-dessous est présenté le programme écrit sous Mathematica, dans le cas de l'atténuation d'amplitude.

```
(*paramètres de l'essai*)
  omeg=(2*Pi)/300.; (*fréquence*)
  r0=0.15; (*rayon du puits*)
  w=r0*r0*omeg;
  dist=rayon/r0;

(*données issues de l'essai*)
  simul=0.332; (*valeurs de l'atténuation d'amplitude*)
  rayon=25; (*distance du piézomètre au puits)

(*données d'entrée de l'analyse*)
  Crit=100.; (*critères de comparaison*)
  Dif=62500; (*valeur de la diffusion au début du programme*)

  While[Crit<0.01,
    Print[Crit];

(*équation différentielle du problème*)
    R1=Im[HankelH1[0, dist*Sqrt[w/Dif]*Exp[I*Pi/4]]/HankelH1[0, Sqrt[w/Dif]*Exp[I*Pi/4]]];
    R2=Re[HankelH1[0, dist*Sqrt[w/Dif]*Exp[I*Pi/4]]/HankelH1[0, Sqrt[w/Dif]*Exp[I*Pi/4]]];

(*récupération de la valeur numérique de l'amplitude*)
    val= Sqrt[R2[dist]^2+R1[dist]^2];

    Dif=Dif/1.1;
    rmax=rmax/1.05;
    calc=Abs[(val-simul)/val];
    Print["val=", val];
    Print["Dif=" ,Dif];
    Print["Crit=",calc];

    Crit=calc
  ]
```

Dans le cas de l'utilisation du déphasage, il faut remplacer $\text{val} = \text{Sqrt}[\text{R2}[\text{dist}]^2 + \text{R1}[\text{dist}]^2]$ par $\text{val} = \text{ArcCos}[\text{R2}/(\text{Sqrt}[\text{R2}[\text{dist}]^2 + \text{R1}[\text{dist}]^2))]$; si on travaille avec le cosinus ou $\text{val} = \text{ArcSin}[\text{R1}/(\text{Sqrt}[\text{R2}[\text{dist}]^2 + \text{R1}[\text{dist}]^2))]$; si on travaille avec le sinus, et comparer ceux valeurs au déphasage expérimental.

CHAPITRE 5 AUTRES CONFIGURATIONS D'AQUIFÈRE

Le cas présenté dans le chapitre précédent est un cas d'étude, dans la mesure où il n'existe pas d'aquifère isolé, déconnecté d'un environnement géologique. Un aquifère à nappe captive est entouré par des couches perméables ou semi perméables, et la limite entre les couches peut être en pente.

5.1 Système d'aquifère

Comme dans les cas d'étude d'aquifères côtiers, on considère un système d'aquifères, composé de deux aquifères à nappe captive, séparés par une couche semi-perméable. Les paramètres de la couche du dessus sont pris tel que l'onde s'y propagera peu par rapport à l'aquifère du dessous (faible conductivité hydraulique et fort emmagasinement spécifique). Dans ce cas, la drainance de la nappe semi-perméable jouera un rôle important, qui sera évalué en déterminant l'évolution de l'onde dans chacun des aquifères. Sauf cas contraire, l'onde sera appliquée sur l'épaisseur totale du système et est de la même forme que l'onde précédente ($h(0,t) = h_0 \sin(\omega t)$).

Le système considéré est alors le suivant (figure 5.1). Le maillage latéral est identique à celui de l'aquifère à une couche. La couche du dessous a une épaisseur de 5m, la couche semi-perméable une épaisseur de 1m et la couche du dessus, une épaisseur de 3m. Le maillage dans la couche semi-perméable a été fortement raffiné horizontalement, afin d'y obtenir l'évolution verticale de l'onde.

Les coordonnées des points d'études sont donnés à partir du coin gauche du modèle, dont les coordonnées sont $x = 0.15m$ et $y = -5m$.

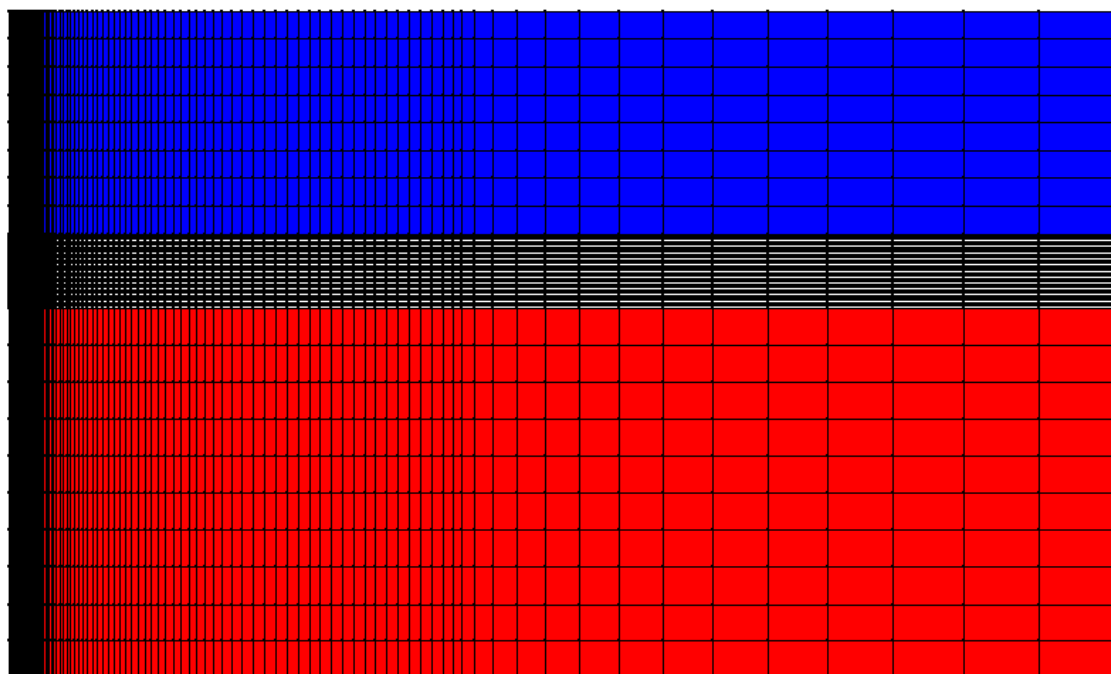
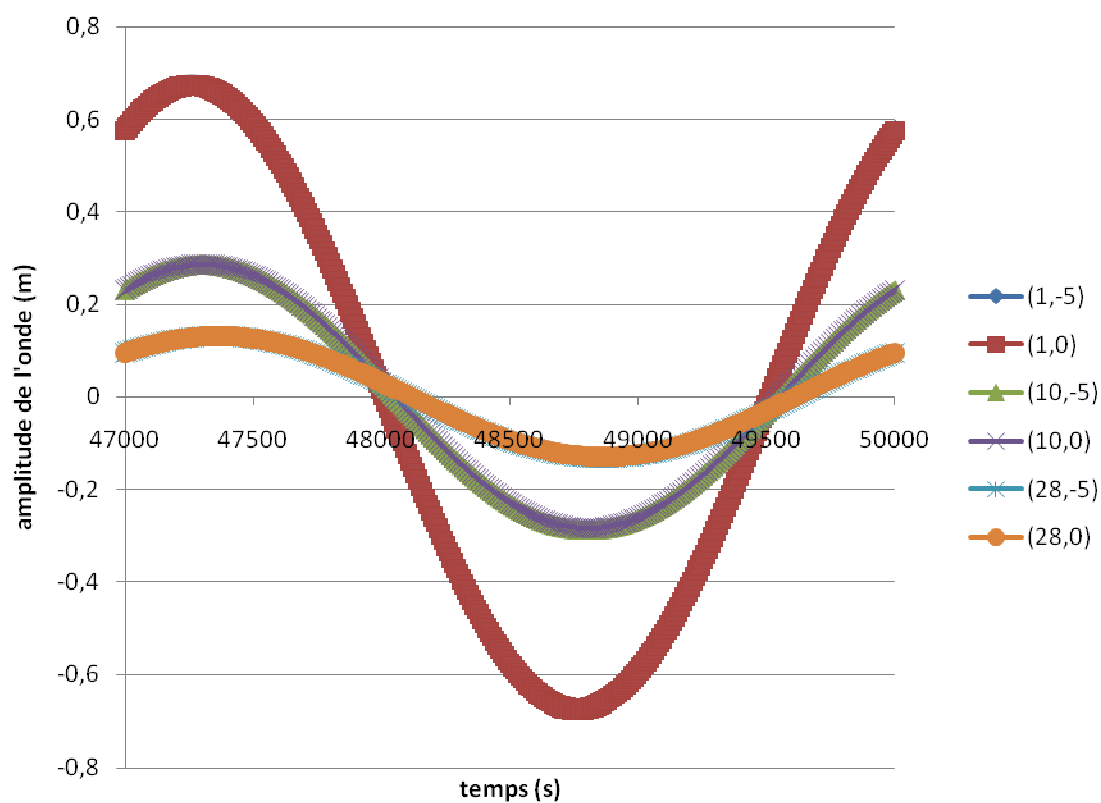


Figure 5.1 : Maillage dans le cas d'un système d'aquifère

Comme dans le cas précédent, les études sont effectuées pendant l'état permanent, loin de la phase transitoire du début de l'essai. Les figures suivantes (figures 5-2, 5-3, 5-4, 5-5) présentent un exemple de l'évolution de l'onde dans les différentes couches, dont les paramètres sont donnés dans le tableau 5-1.

Tableau 5-1. Paramètres des différentes couches utilisées pour l'exemple

K argile (m/s)	S_s argile (m^{-1})	K sable au dessous (m/s)	S_s sable en dessous (m^{-1})	K sable au dessus (m/s)	S_s sable au dessus (m^{-1})	t_0 (s)
1,00E-06	8,00E-03	5,00E-04	8,00E-06	1,00E-04	8,00E-03	3000

Figure 5-2 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche du dessous pour $x=1, 10, 28m$ et $y=0$ et $5m$

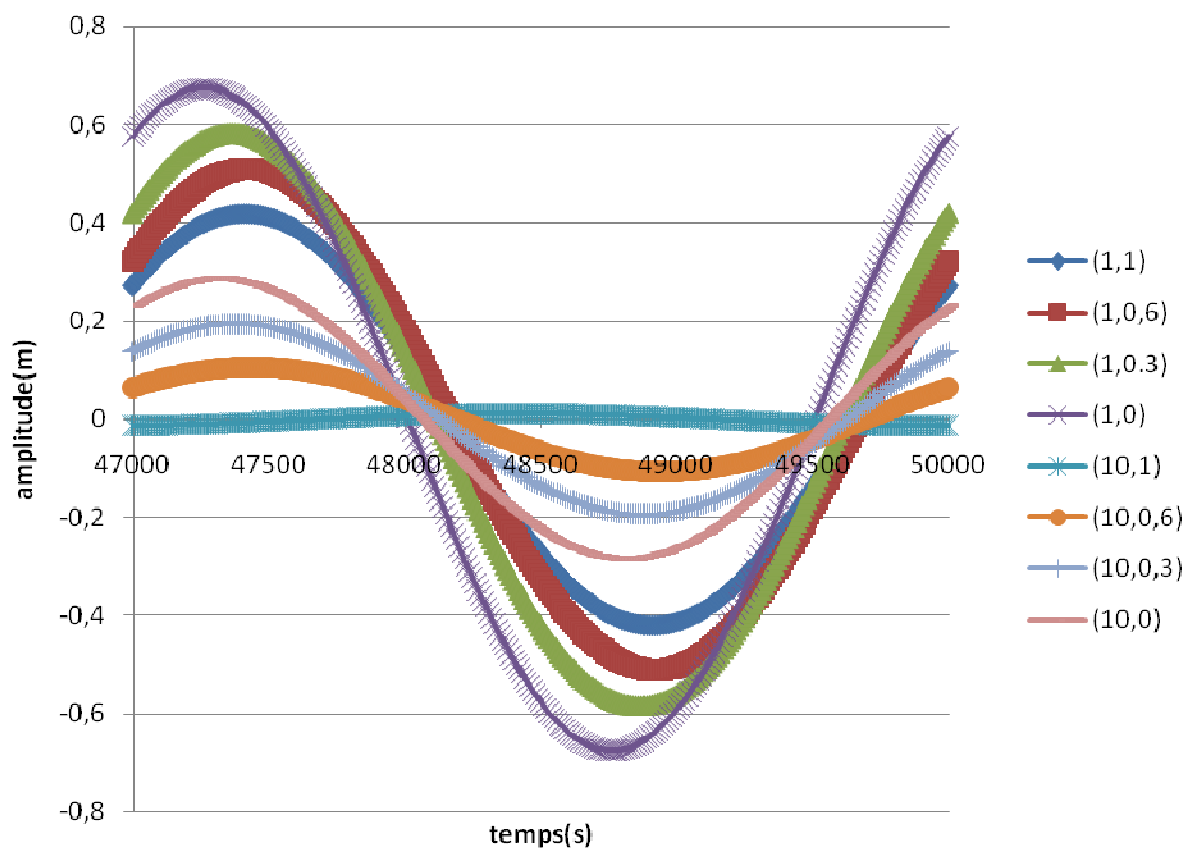


Figure 5-3 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche centrale pour $x=1$ et 10m et pour $y=0, 0.3, 0.6, 1\text{m}$

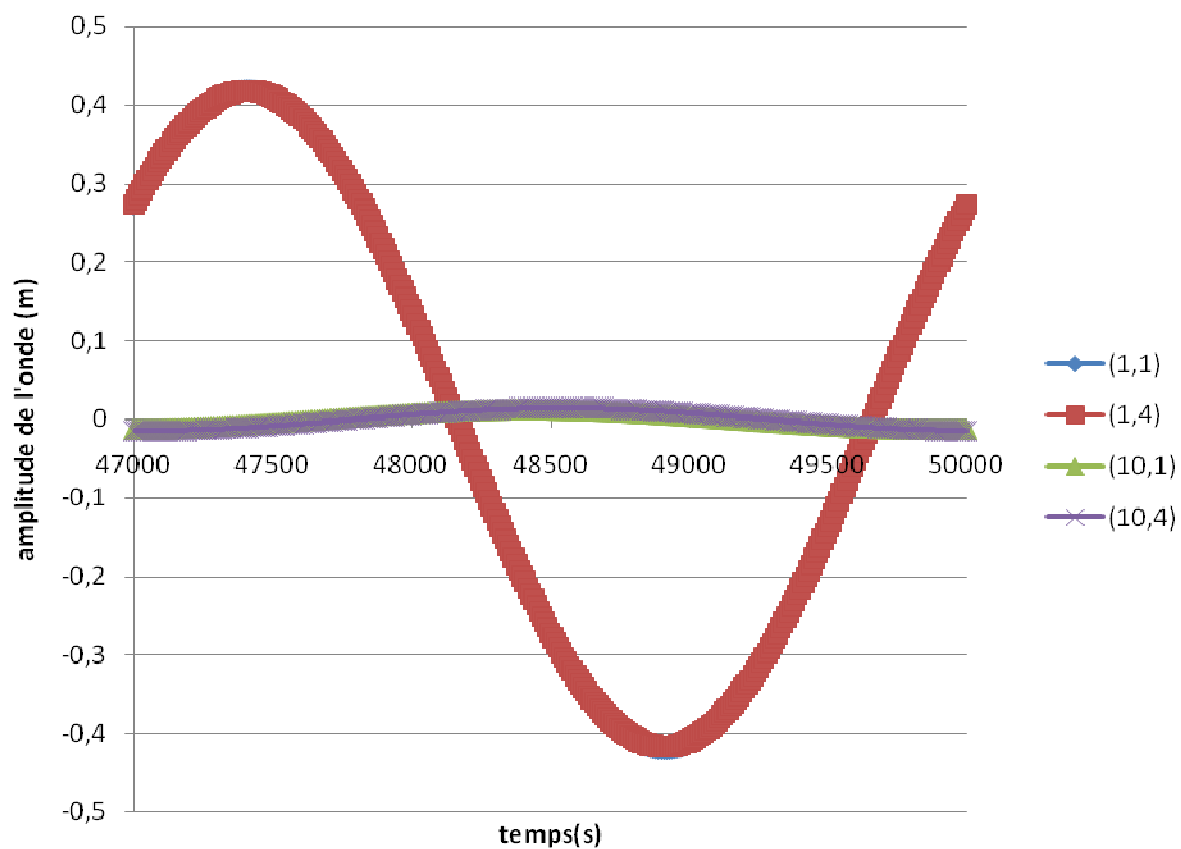


Figure 5-4 : Évolution de la charge en fonction du temps dans la couche du dessus pour $x=1$ et 10m et pour $y=1$ et 4m

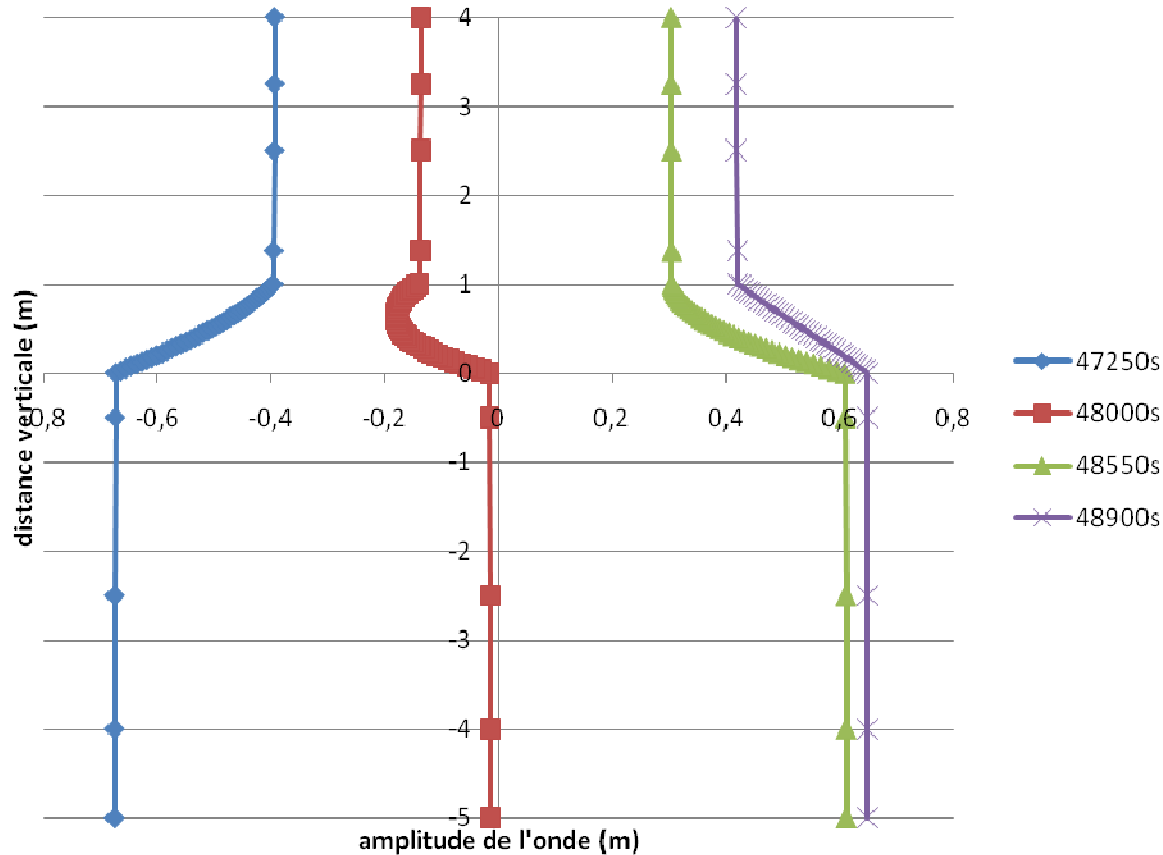


Figure 5-5 : Évolution de l'amplitude à 1m en fonction de la distance verticale dans le système à 4 moments d'une même période

Tout d'abord, les réponses obtenues dans chaque partie gardent toujours une forme sinusoïdale (figures 5-2, 5-3, 5-4) ce qui permet d'étudier l'évolution de l'onde de la même manière que précédemment, en supposant que l'onde est de la forme $h(x,t) = A(x) \sin\left(\frac{2\pi}{t_0}(t - t_{lag})\right)$.

Dans les deux nappes captives, l'évolution est constante quelque soit la position verticale du point d'étude, puisque les courbes des figures 5-2 et 5-4 sont confondues. De plus, à partir de la figure 5.5, on retrouve que l'amplitude, à un temps t , est bien constante dans les 2 couches entourant la couche semi perméable, et qu'elle varie dans la couche intermédiaire. Ainsi, dans la couche intermédiaire, l'évolution n'est pas constante en fonction de la position verticale du point d'étude. L'atténuation d'amplitude et le déphasage par rapport à l'onde dans le puits sont plus faibles lorsque l'on est plus proche de la couche inférieure, couche où l'onde se disperse moins et

où elle a donc le plus d'énergie. Dans la mesure où les caractéristiques de la nappe semi-captive ne permettent pas de transmission sur de grandes distances de l'onde en partant du puits (faible conductivité hydraulique), les variations que l'on y observe sont dues à ce transfert d'énergie à travers la frontière entre les deux couches.

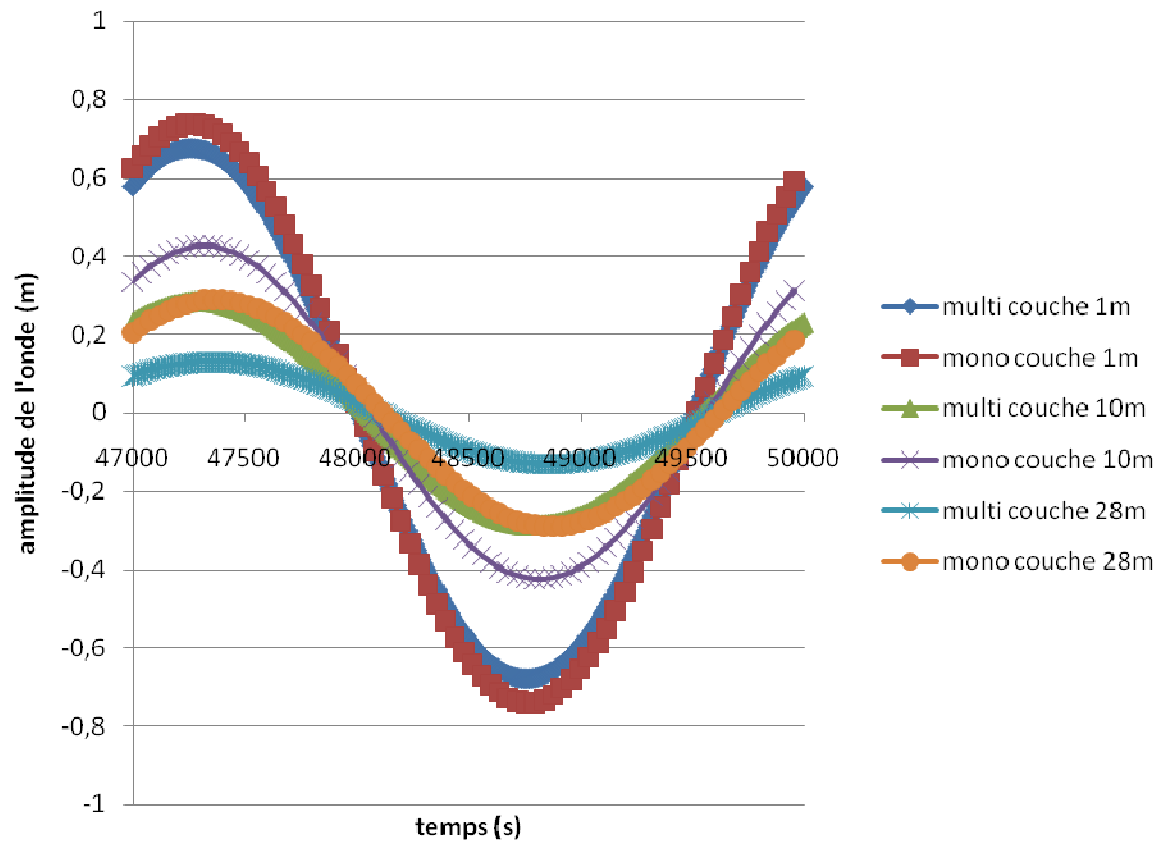


Figure 5-6 : Comparaison du cas du système d'aquifère et du cas d'un aquifère simple

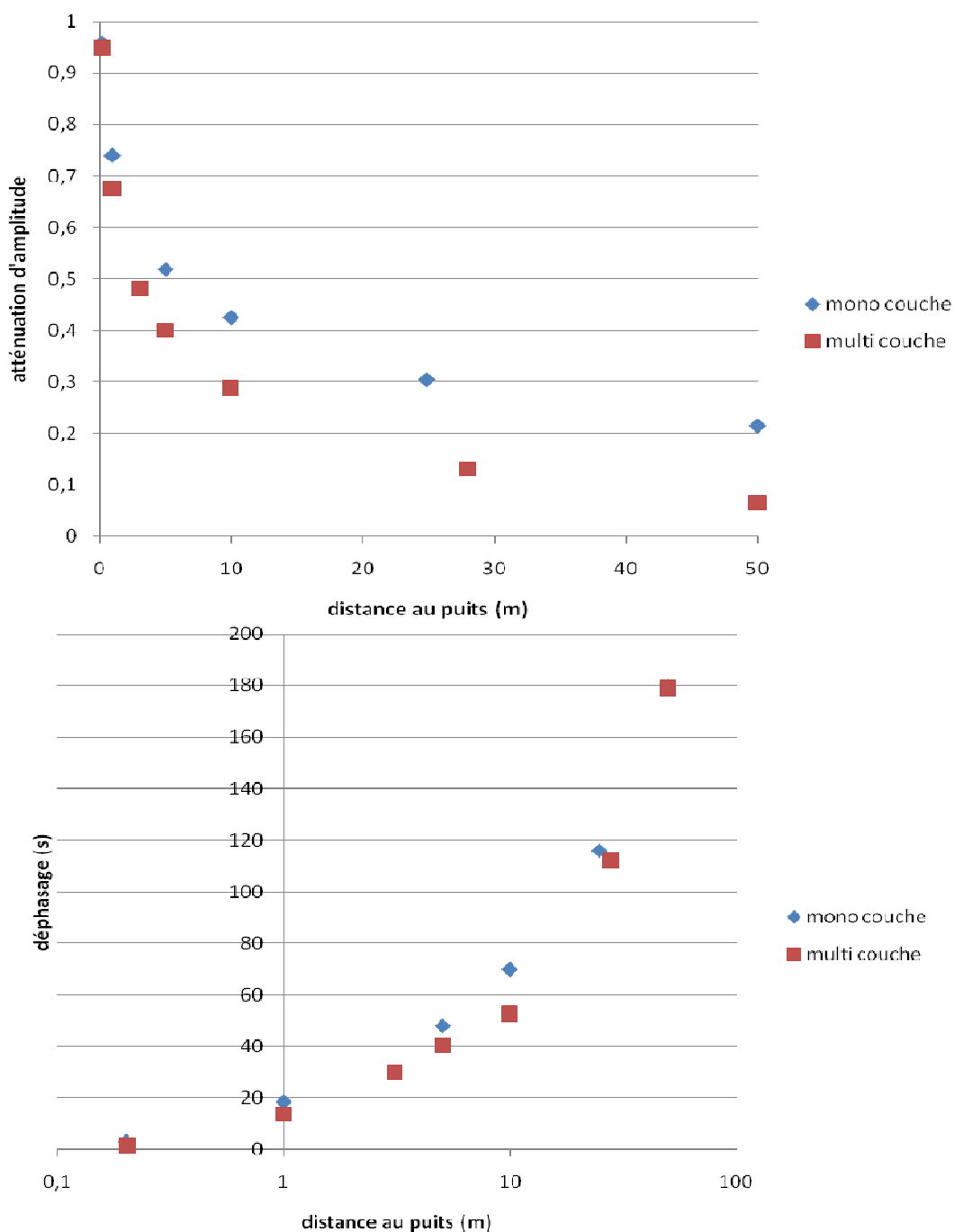


Figure 5-7 : Évolution de l'amplitude et du déphasage en fonction de la distance au puits

Les figures 5-6 et 5-7 présentent l'évolution de la charge dans la nappe captive sous jacente en fonction du temps dans 2 cas : celui du système d'aquifère, et celui d'un aquifère à nappe captive, composé d'une couche simple. L'atténuation de l'amplitude et le déphasage ont deux

comportements opposés car dans le cas monocouche, l'atténuation est inférieure, alors que le déphasage est supérieur au cas multi couche. Ce comportement était déjà présenté, par exemple, dans la solution (4.10) (de Cazenove, 1971) où le facteur d'amplitude était modifié par un facteur ρ alors que le facteur de déphasage par un facteur $1/\rho$, avec $\rho > 1$. Même si les 2 cas ne sont pas strictement identiques (propagation de marée pour de Cazenove sans prendre en compte l'emmagasinement spécifique de la couche semi perméable, onde forcée dans un puits ici), l'onde aura un comportement comparable dans les deux cas.

Ainsi la présence d'une nappe sus-jacente à l'aquifère d'étude modifie le comportement de l'onde sinusoïdale : l'atténuation d'amplitude augmente alors que le déphasage diminue. Il sera alors nécessaire d'en tenir compte lors d'une étude menée sur le terrain.

5.1.1 Études paramétriques

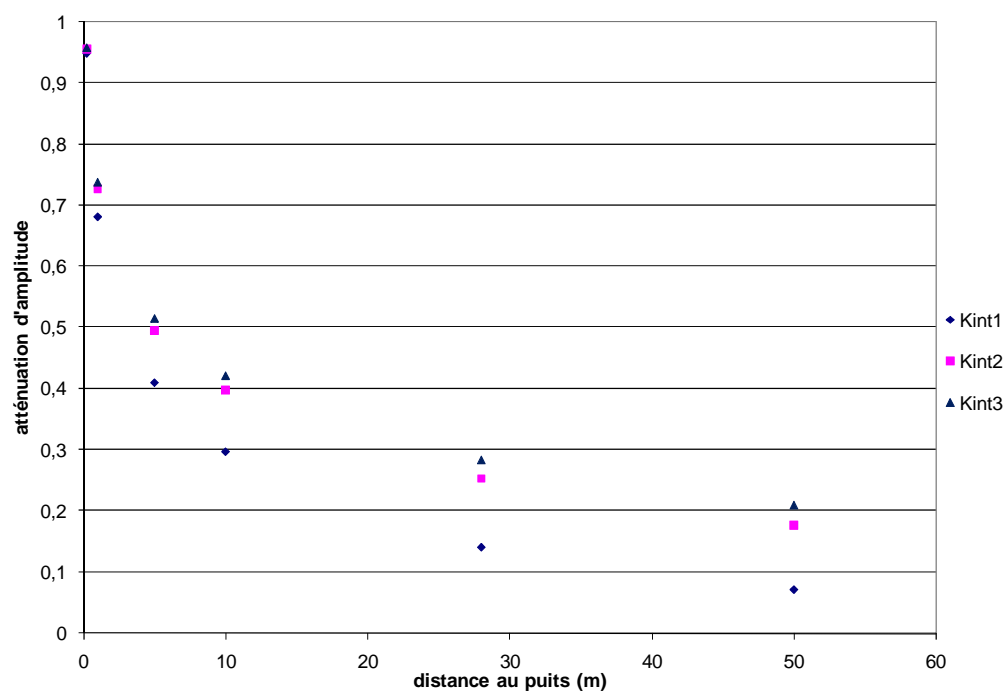
Afin de pouvoir analyser le comportement de l'onde, plusieurs études paramétriques ont été menées. Il s'agit alors d'étudier l'évolution de l'amplitude et du déphasage en fonction de la conductivité hydraulique, du coefficient d'emmagasinement et de l'épaisseur de la couche centrale, ainsi qu'en fonction de la zone d'application de l'onde.

○ Variation de K dans la couche centrale

Les paramètres prennent les valeurs suivantes :

Tableau 5-2 : Valeurs des paramètres des couches pour l'étude sur la conductivité hydraulique de la couche centrale

Nom essai	K argile (m/s)	S_s argile (m ⁻¹)	K sable au dessous (m/s)	S_s sable en dessous (m ⁻¹)	K sable au dessus (m/s)	S_s sable au dessus (m ⁻¹)	t_0 (s)
Kint1	1,0E-06	8,0E-06	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03
Kint2	1,0E-07	8,0E-06	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03
Kint3	1,0E-08	8,0E-06	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03



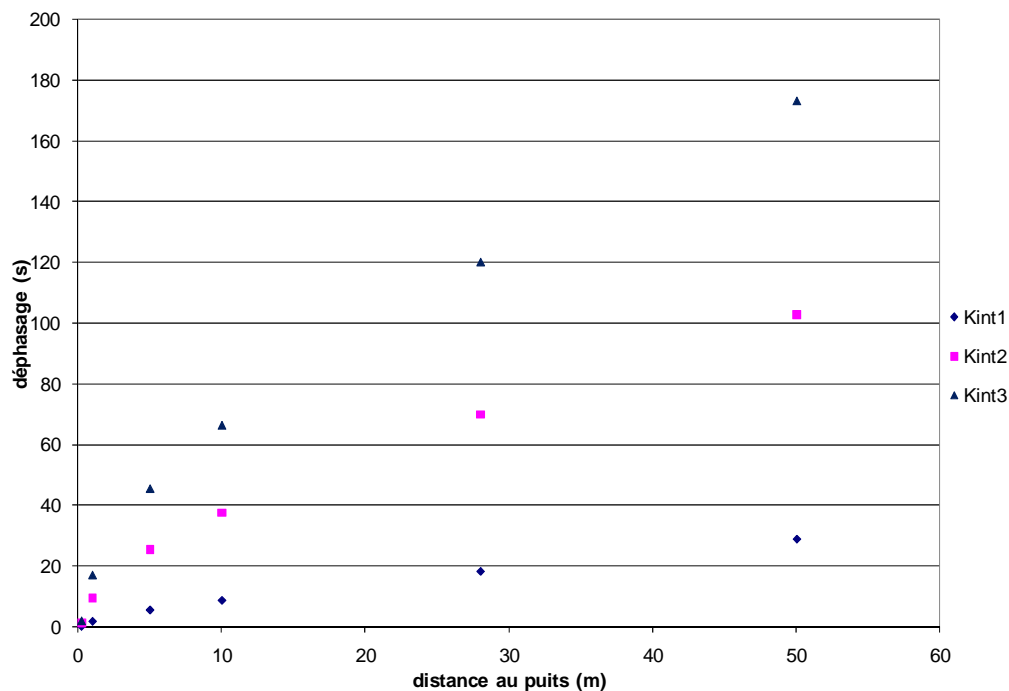


Figure 5-8 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 3 séries dans la couche du bas

La figure 5-8 montre que l'atténuation de l'amplitude et le déphasage ont deux comportements opposés : ainsi, lorsque la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire augmente, l'amplitude de l'onde à une distance donnée diminue, alors que le déphasage augmente dans la couche du bas.

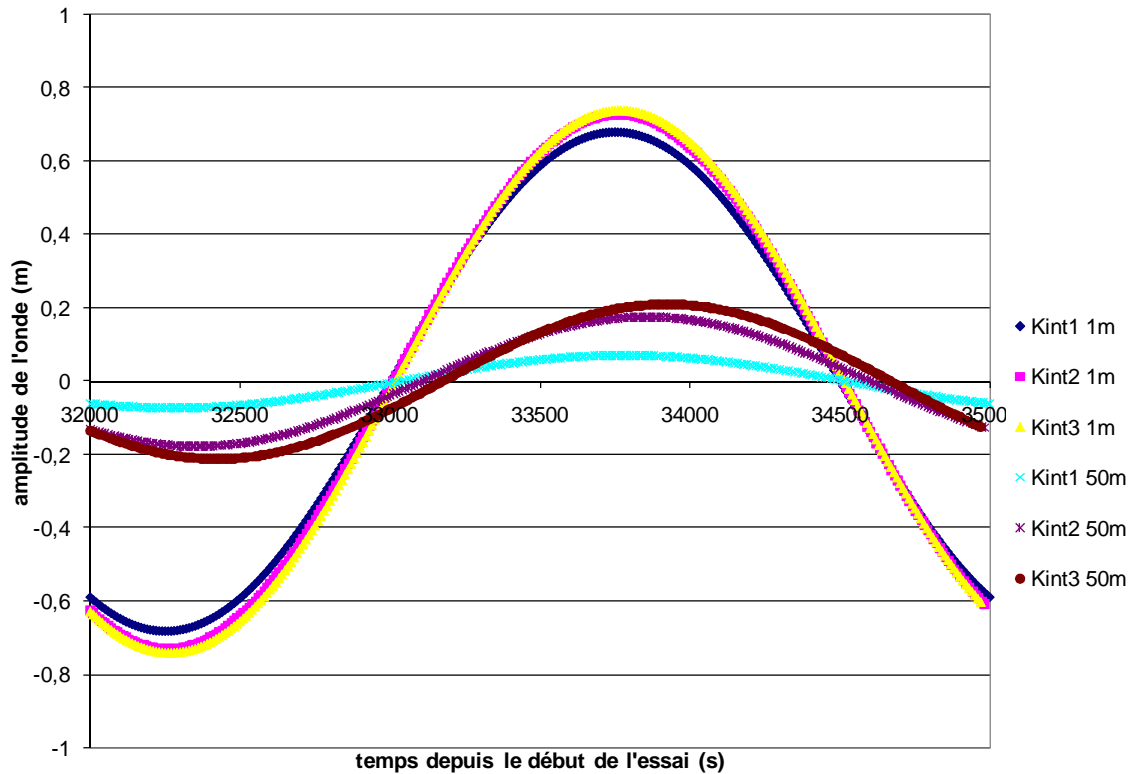


Figure 5-9 : Évolution de l'onde en fonction du temps dans la couche du bas, lorsque Kint varie

La figure 5-9 permet de visualiser la différence de variation d'amplitude et de déphasage dans la couche du bas lorsque la conductivité hydraulique de la couche centrale varie. On retrouve que lorsque Kint diminue, la variation d'amplitude est plus faible, alors que le déphasage est plus grand. La figure 5-10 permet de visualiser l'effet de la variation de Kint sur la propagation de l'onde dans la couche intermédiaire.

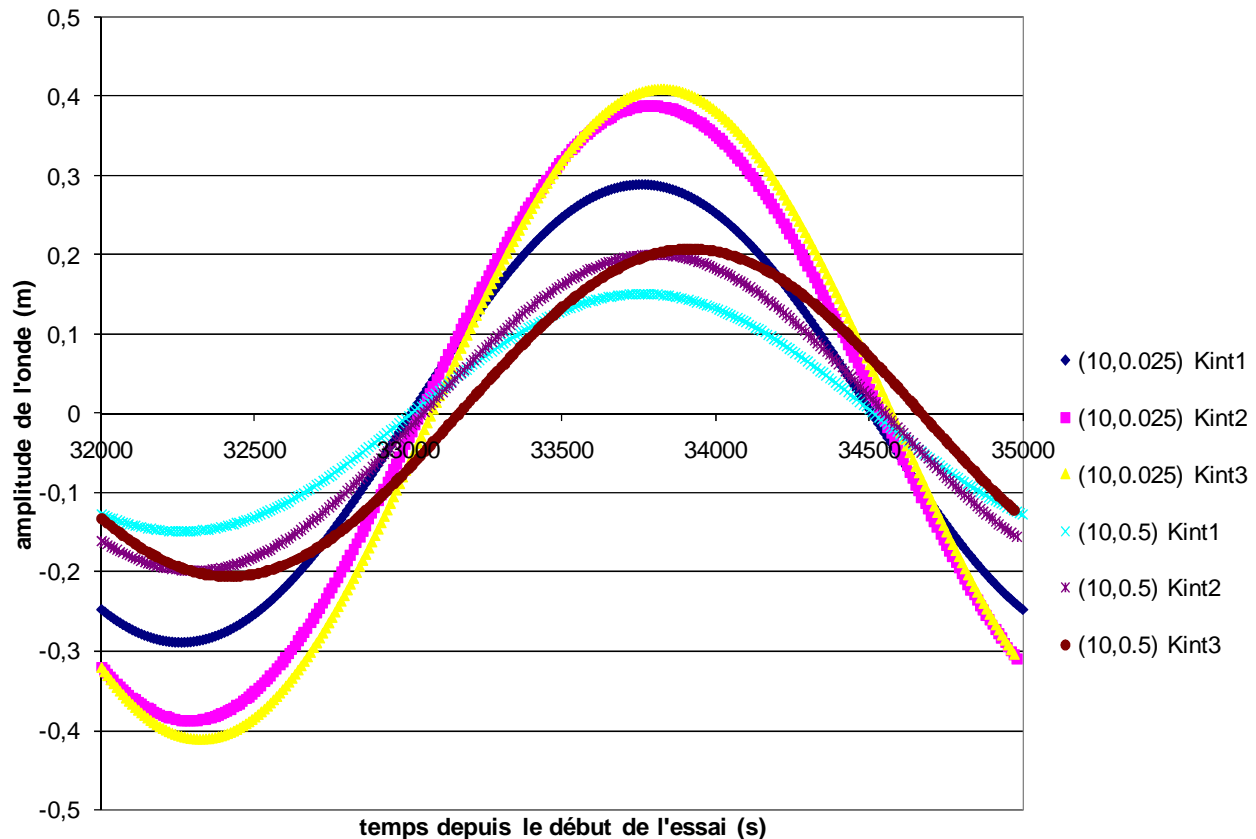


Figure 5-10 : Évolution de l'onde en fonction du temps dans la couche centrale, proche de la couche inférieure (10,0.025) et au centre (10,0.5)

On remarque que plus la conductivité hydraulique de la couche centrale est faible et plus l'amplitude de l'onde et le déphasage dans la zone centrale sont forts. L'onde a alors le même comportement que celle dans la couche sous-jacente.

Ainsi, lorsque la zone centrale est de faible conductivité hydraulique, cela entraîne peu de variation d'amplitude sur l'onde dans la nappe captive, mais une forte variation de déphasage. L'onde est alors comme ralentie par la couche du dessus.

La figure suivante (figure 5-11) permet de visualiser l'influence de la couche intermédiaire sur la couche supérieure.

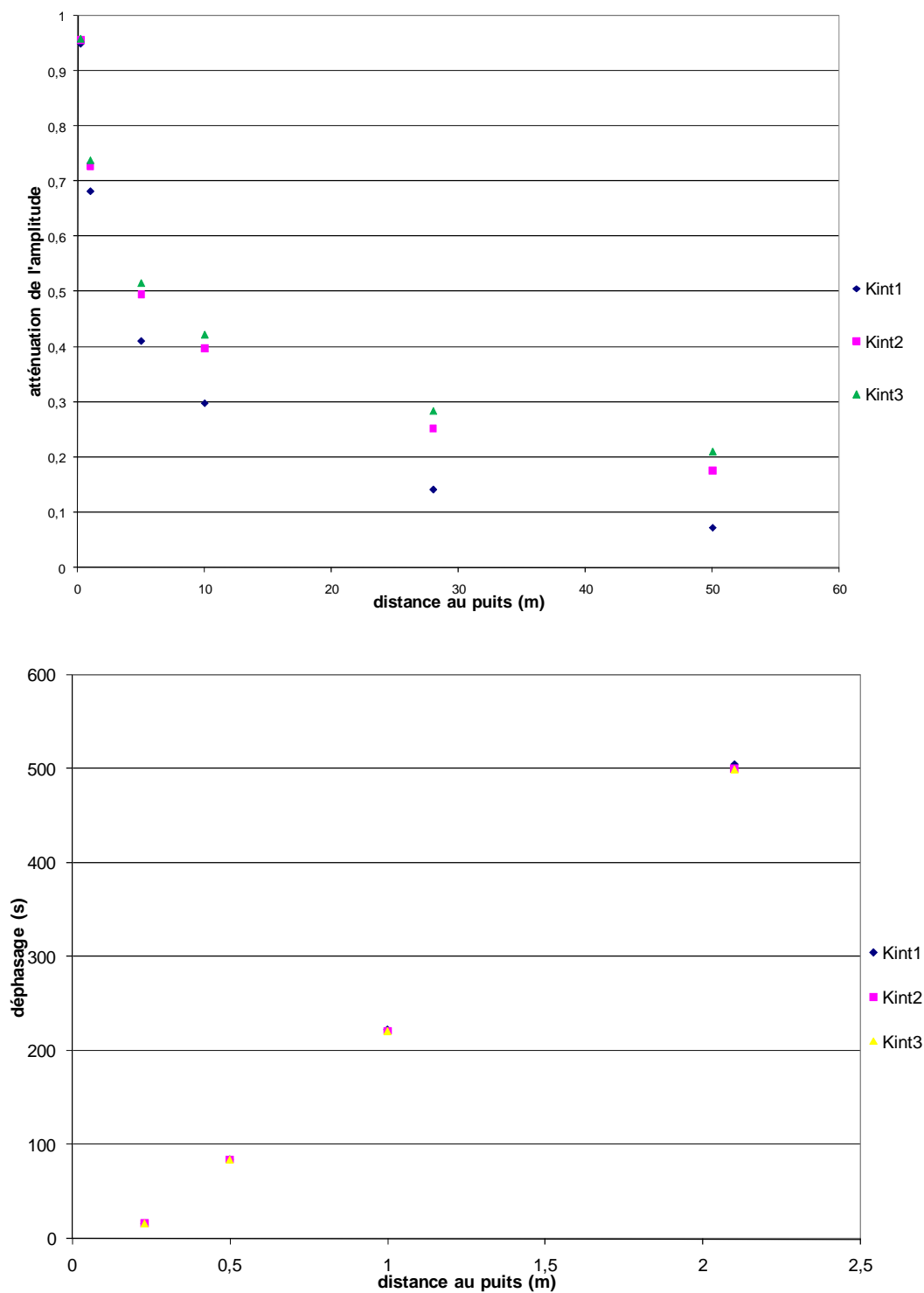


Figure 5-11 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 séries dans la couche du haut

L'évolution de la conductivité hydraulique n'influence pas significativement l'évolution de l'onde dans l'aquifère du dessus, ce qui s'explique principalement par le fait que l'onde se propage peu (à 2m, il ne reste plus que 10% de l'amplitude initiale), et donc ressent peu les effets de la couche semi-perméable.

- Variation de S_s dans la couche centrale

Les paramètres prennent les valeurs suivantes :

Tableau 5-3 : Valeurs des paramètres des couches pour l'étude sur l'emmagasinement spécifique de la couche centrale

Nom essai	K argile (m/s)	S_s argile (m ⁻¹)	K sable au dessous (m/s)	S_s sable en dessous (m ⁻¹)	K sable au dessus (m/s)	S_s sable au dessus (m ⁻¹)	t_0 (s)
Ss1	1,0E-06	8,0E-06	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03
Ss2	1,0E-06	8,0E-03	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03
Ss3	1,0E-06	8,0E-05	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03
Ss4	1,0E-06	8,0E-04	5,0E-04	8,0E-06	1,0E-04	8,0E-03	3,0E+03

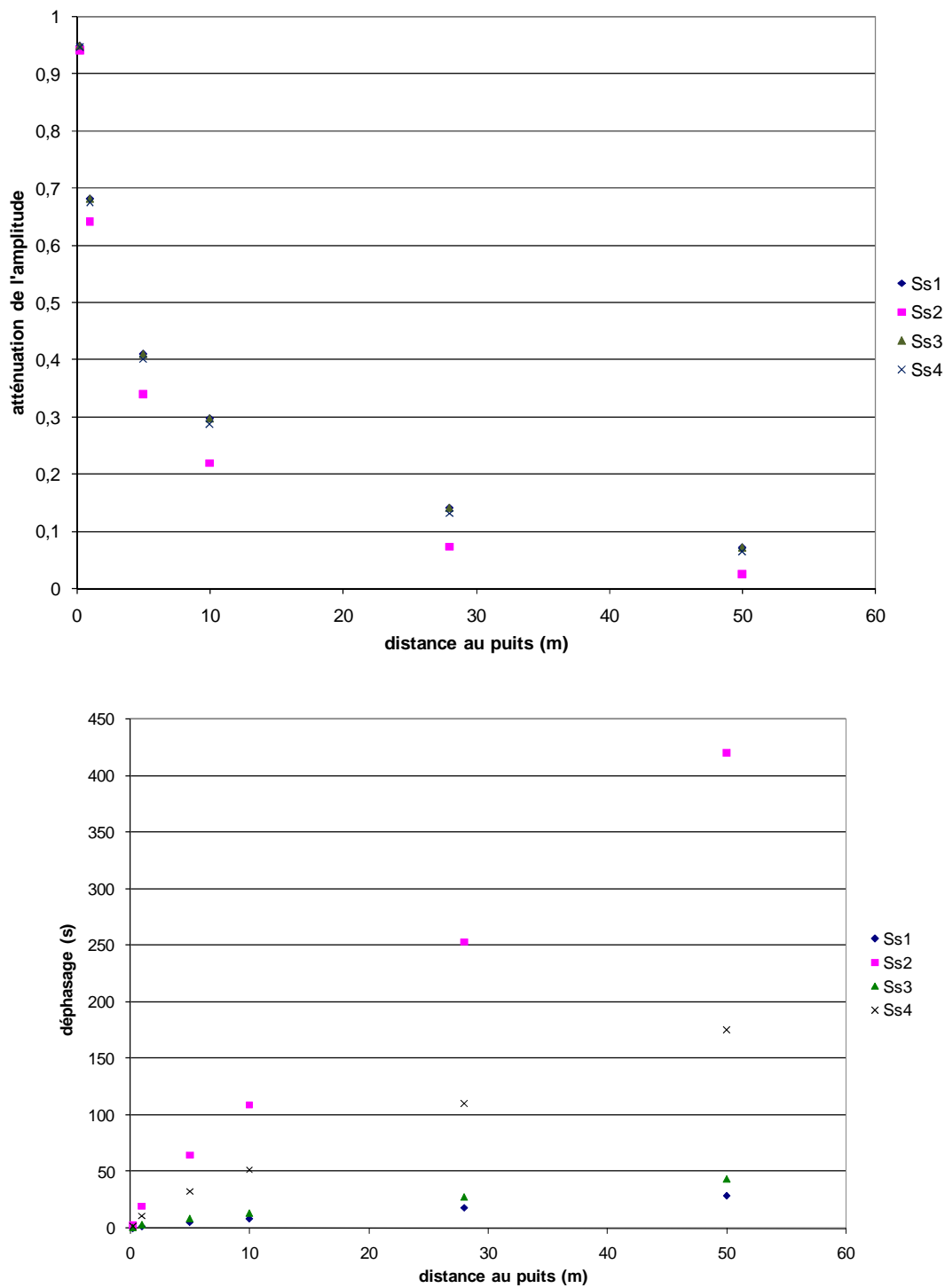


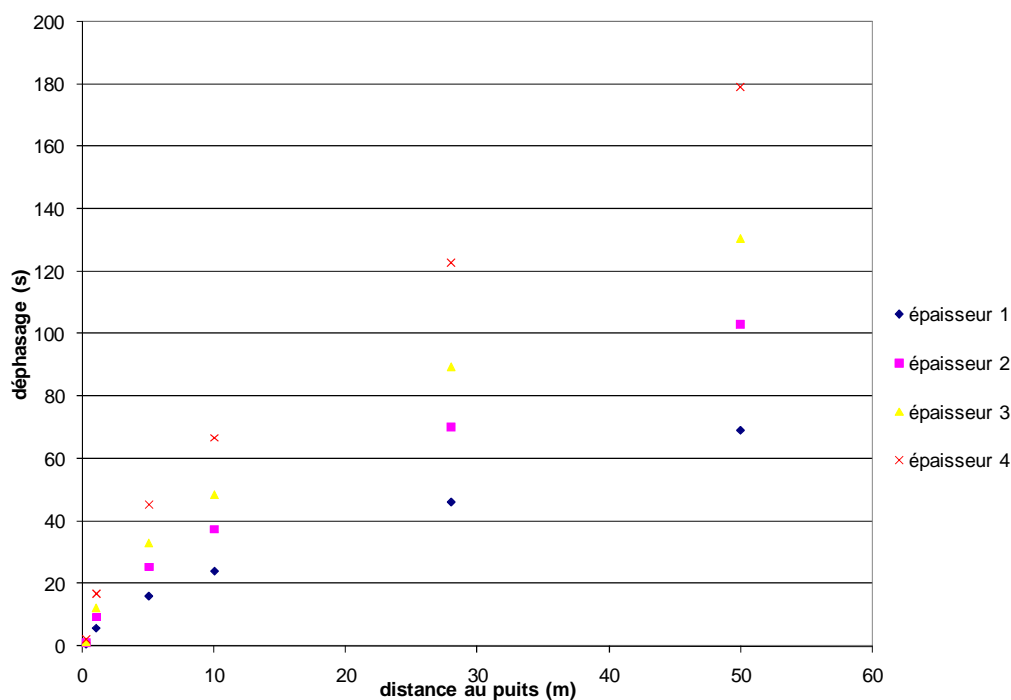
Figure 5-12 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 séries dans la couche du bas

La figure 5-12 montre que lorsque l'emmagasinement de la couche centrale augmente, l'atténuation d'amplitude et le déphasage sont plus forts, cet effet étant de plus en plus remarquable lorsque l'emmagasinement spécifique de la couche centrale est grand (cas Ss2). Toutes les études prenant en compte une couche semi-perméable dans leurs études (De Cazenove 1971, Xia Y. et al. 2007 par exemple) négligent son emmagasinement spécifique, en supposant qu'il est faible. On vérifie ici, que cette hypothèse peut être considérée comme valide.

Dans la couche sus jacente, on n'observe pas de différences dans le comportement de l'onde, comme pour l'évolution de la conductivité hydraulique (figure 5-11) c'est pourquoi les graphiques ne sont pas présentés ici.

○ Variation de l'épaisseur de la couche centrale

Quatre études sont menées à partir des paramètres du système identiques à ceux du Kint2. Les épaisseurs de 1 à 4 prennent les valeurs suivantes : 0.5, 1 et 1.7 et 4m.



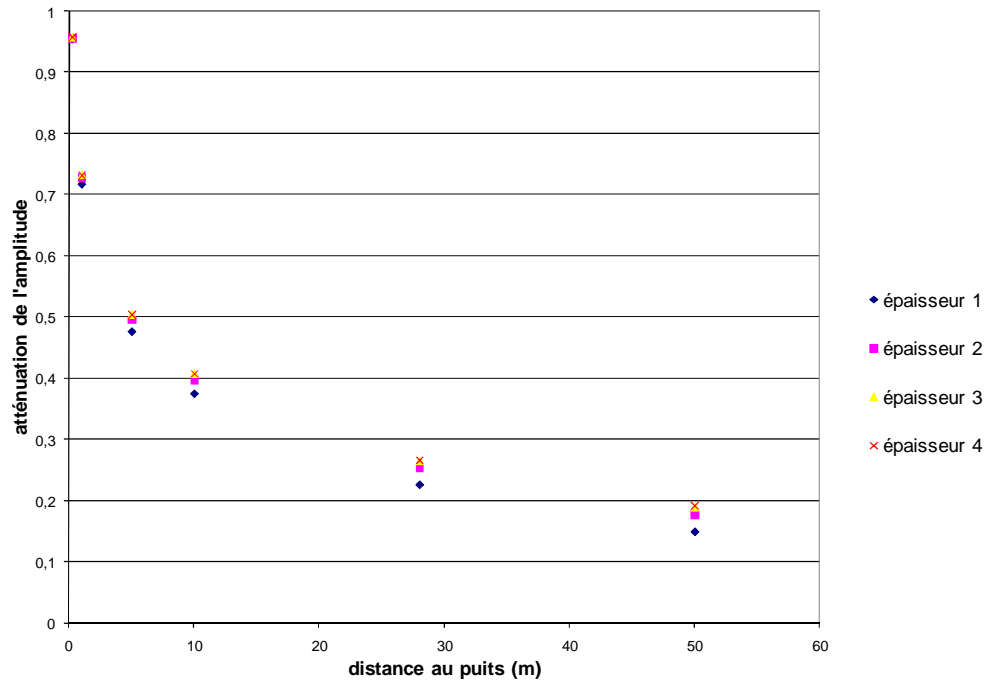


Figure 5-13 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 4 cas dans la couche du haut

Les graphiques (figure 5-13) montrent que plus l'épaisseur de la couche augmente, moins l'onde s'atténue, mais plus son déphasage augmente. La différence sur le déphasage est beaucoup plus visible que celle sur l'atténuation d'amplitude. Ainsi, lorsque l'épaisseur de la couche intermédiaire est grande, son influence empêche d'utiliser le déphasage pour calculer la diffusivité de l'aquifère.

○ Application de l'onde dans la couche du dessous

Les cas précédents supposent que l'onde est appliquée sur toute la hauteur du système, donc qu'il y a une crépine sur toute la hauteur. On suppose ici que seul l'aquifère à nappe captive en dessous est crépiné, et on compare alors les résultats avec ceux du cas Kint1, en utilisant les mêmes valeurs pour les paramètres.

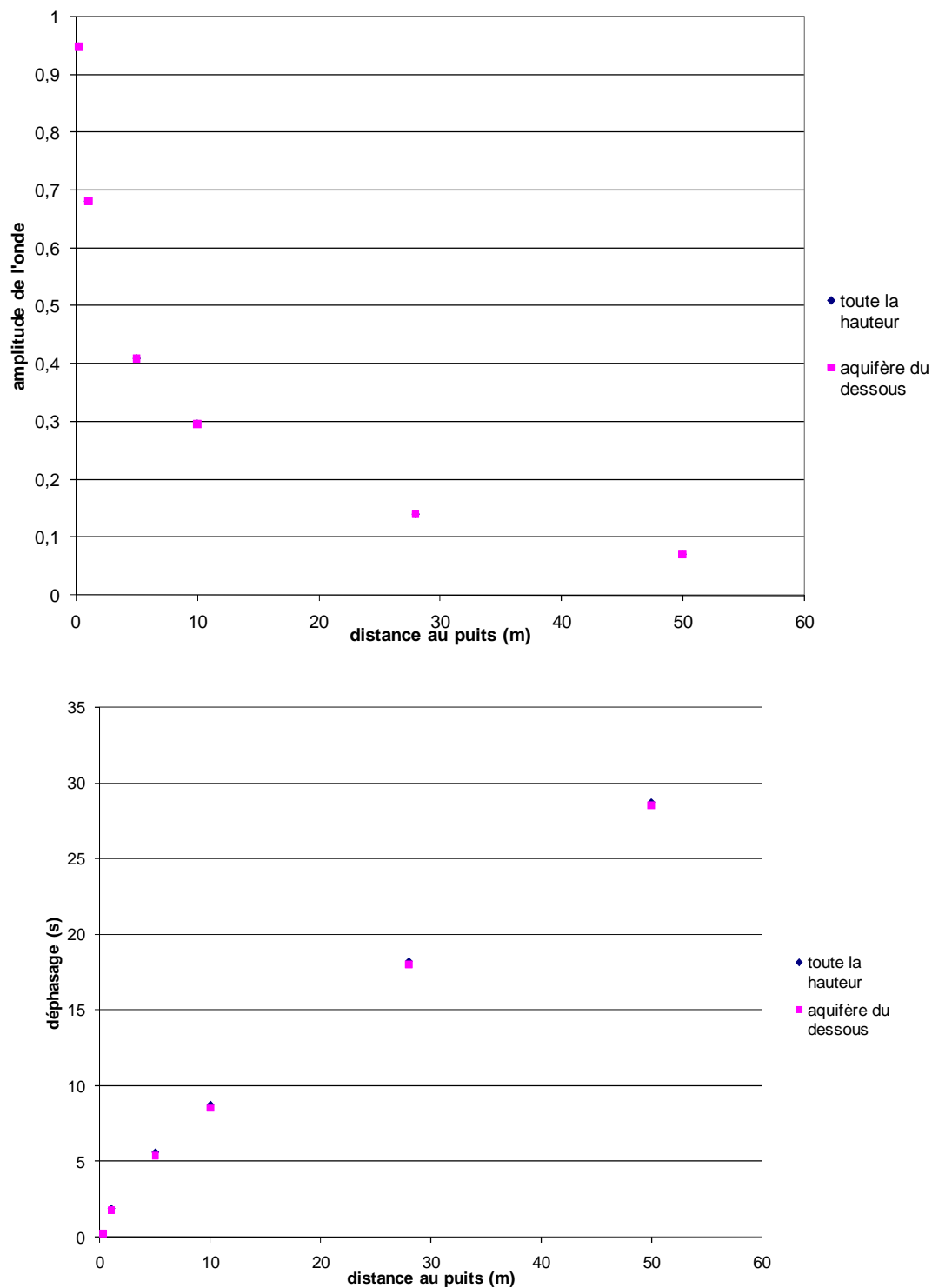


Figure 5-14 : Évolution de l'atténuation d'amplitude et du déphasage entre les 2 cas dans la couche du bas

Il n'y a pas de différences notables entre les deux cas, l'onde se propage de la même façon dans la couche du bas lorsque le signal est appliqué uniquement dans la couche du bas que s'il est

appliqué sur toute la hauteur. Ceci s'explique par le fait que, même lorsque l'onde est appliquée sur toute la hauteur, elle se propage peu dans la couche centrale et celle du dessus. La situation est alors identique à celle où l'onde est uniquement appliquée en dessous.

Dans la couche centrale, le comportement est aussi identique au cas où l'onde est appliquée sur toute la hauteur, tandis que dans la couche du dessus, on n'observe aucune variation notable.

5.1.2 Recommandation

La propagation de l'onde dans un système d'aquifères est influencée par la présence de la couche semi-perméable. Même si l'onde conserve sa forme sinusoïdale, le déphasage et l'atténuation d'amplitude varient, comparativement au cas de la couche simple du chapitre 4 : le premier a tendance à augmenter lorsque la conductivité hydraulique et l'épaisseur de la couche centrale augmentent ou lorsque son emmagasinement spécifique diminue, alors que la seconde a un comportement inverse.

L'analyse peut être étendue à un aquifère à nappe captive entouré par 2 couches perméables ou semi-perméables, l'effet des couches sera alors combiné. Lors de tels essais sur le terrain, il sera important, avant d'analyser les résultats, de tenir compte de l'influence des couches entourant l'aquifère et d'estimer leurs effets sur l'amplitude et le déphasage. Les résultats seront exploitables uniquement si l'effet des 2 couches est identique. Dans le cas contraire, la variation d'amplitude et le déphasage seraient différents du cas résolu du chapitre 4, ce qui empêcherait une analyse simple des résultats. De plus, lorsque l'épaisseur de la couche intermédiaire est grande, son influence empêche d'utiliser le déphasage.

L'exploitation des résultats se fera à l'aide des deux moyens proposés dans les sections 4.9 et 4.10, en utilisant soit le déphasage, soit l'atténuation d'amplitude. Il n'est possible d'en utiliser qu'un des deux, dans la mesure où quand l'un est proche de celui de la nappe captive simple, le second prend une valeur très différente. La section 4.2.10 montre que la variation due aux couches entourant celle étudiée n'empêche pas d'estimer un ordre de grandeur de la valeur réelle de la diffusivité de l'aquifère.

La propension de l'onde à se propager dans les couches entourant l'aquifère rend plus difficile l'étude de la propagation d'une onde de pression sinusoïdale. Elle pourrait être utilisée en

complément d'essai de pompage, lorsque la valeur de la diffusivité moyenne est connue, pour recherche les zones non-homogènes d'un aquifère par exemple.

5.2 Étude d'un aquifère en pente

Les limites entre les aquifères ne sont pas toujours rectilignes.. On peut alors supposer l'étude d'un aquifère d'épaisseur variable, à la limite entre la couche intermédiaire et la couche inférieure. La configuration du modèle est la suivante (figures 5-16, 5-17) :

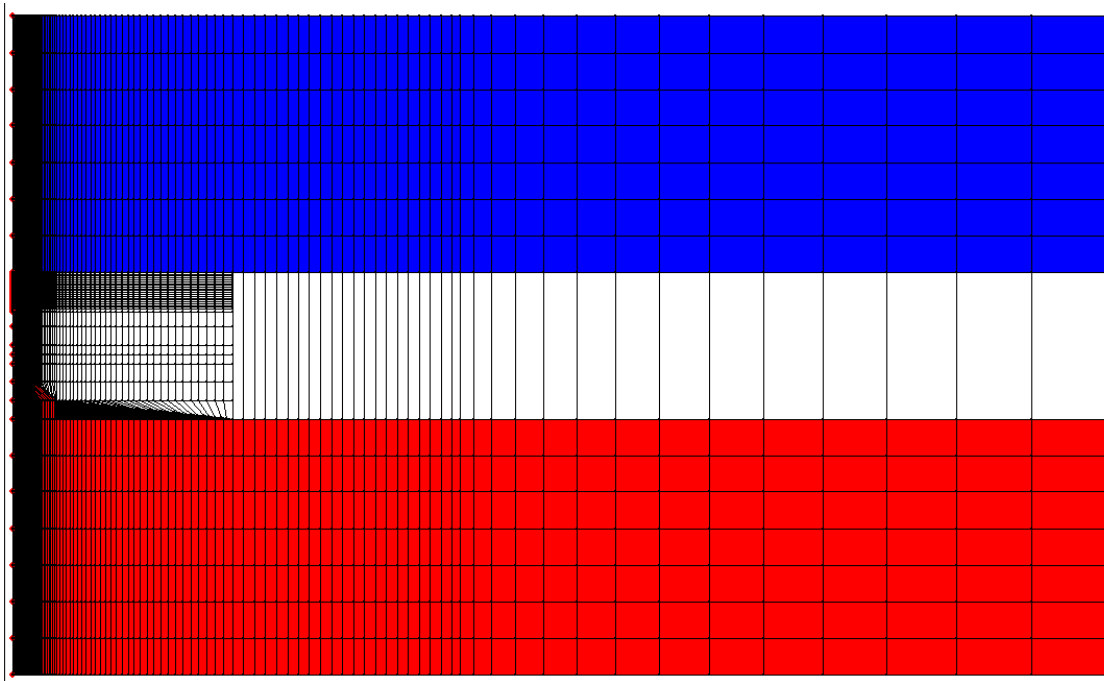


Figure 5-15 : Modèle de l'aquifère en pente en entier

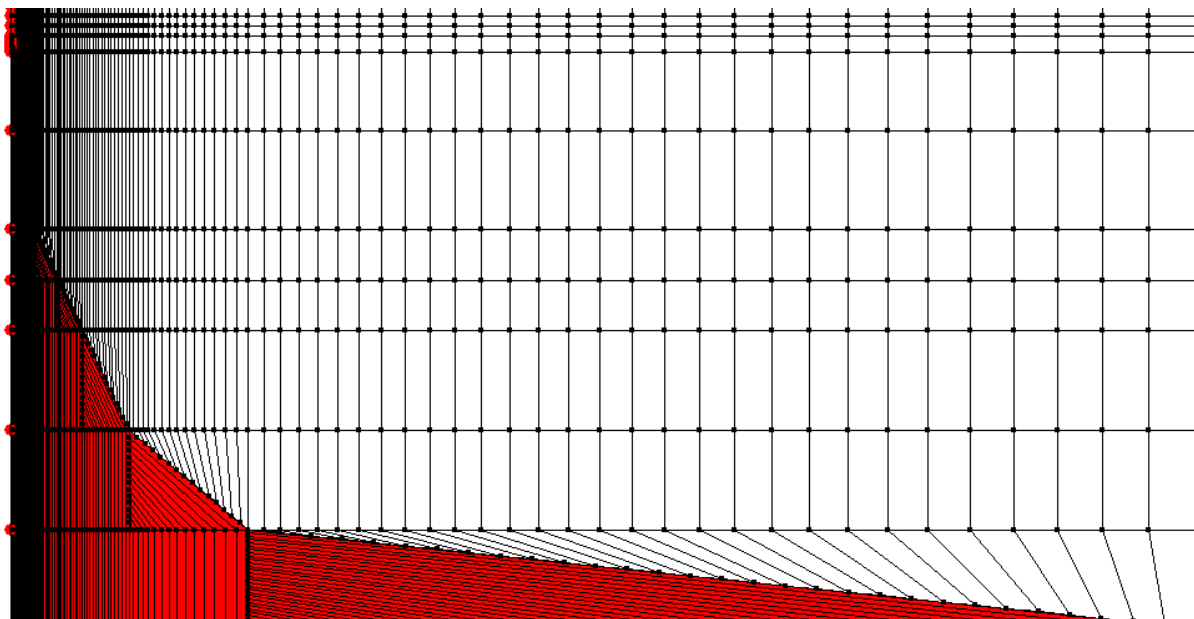


Figure 5-16 : Focus sur la partie en pente

Tableau 5-4 : Configuration de la pente

x_{\min}	x_{\max}	Pente
0.15	10	5%
10	50	1.25%
50	100	0.5%
100	500	0.0625%

Tableau 5-5 : Configuration du maillage

X	Nombre d'éléments	Ratio
0.15-1	8	3
1-5	20	2
5-10	13	2
10-20	15	2
20-30	12	1.5
30-50	15	1.5
50-100	15	3
100-500	30	3
500-1000	20	1
1000-2500	15	10

Tableau 5-6 : Paramètres des aquifères

Nom de la couche	K (m/s)	S_s (m^{-1})	t_0 (s)
Couche du dessous	$5E10^{-4}$	$8E10^{-6}$	3000
Couche intermédiaire	$1E10^{-7}$	$8E10^{-6}$	3000
Couche du dessus	$1E10^{-4}$	$8E10^{-3}$	3000

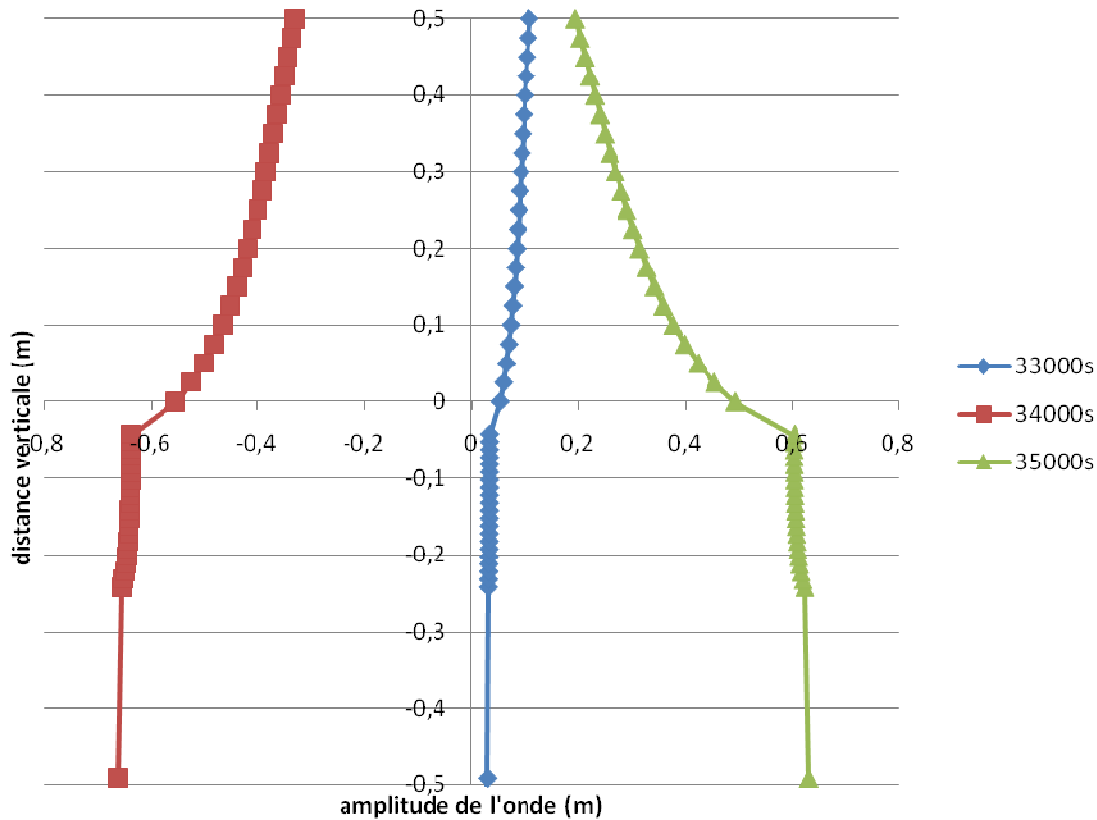


Figure 5-17 : Évolution de la charge en fonction de la profondeur en $x=1m$

L'onde garde le même comportement dans la couche sous jacente, jusqu'à $y=-0.25m$. À cette limite, son amplitude diminue faiblement. Au niveau de la limite entre les couches ($-0.05m$), on observe alors le même phénomène que dans le cas de la limite rectiligne : il y a une onde qui se propage dans la couche intermédiaire, entretenue par les ondes dans les deux couches adjacentes. Cette onde est fortement atténuée et est fortement déphasée par rapport aux ondes dans les couches externes. Dans la couche sus jacente, l'amplitude et le déphasage de l'onde restent constants.

Entre $-0.25m$ et $-0.05m$, l'onde dans la couche inférieure varie. Dans cette partie, à cause de la pente, la couche semi perméable est plus proche et influence donc plus significativement la propagation de l'onde.

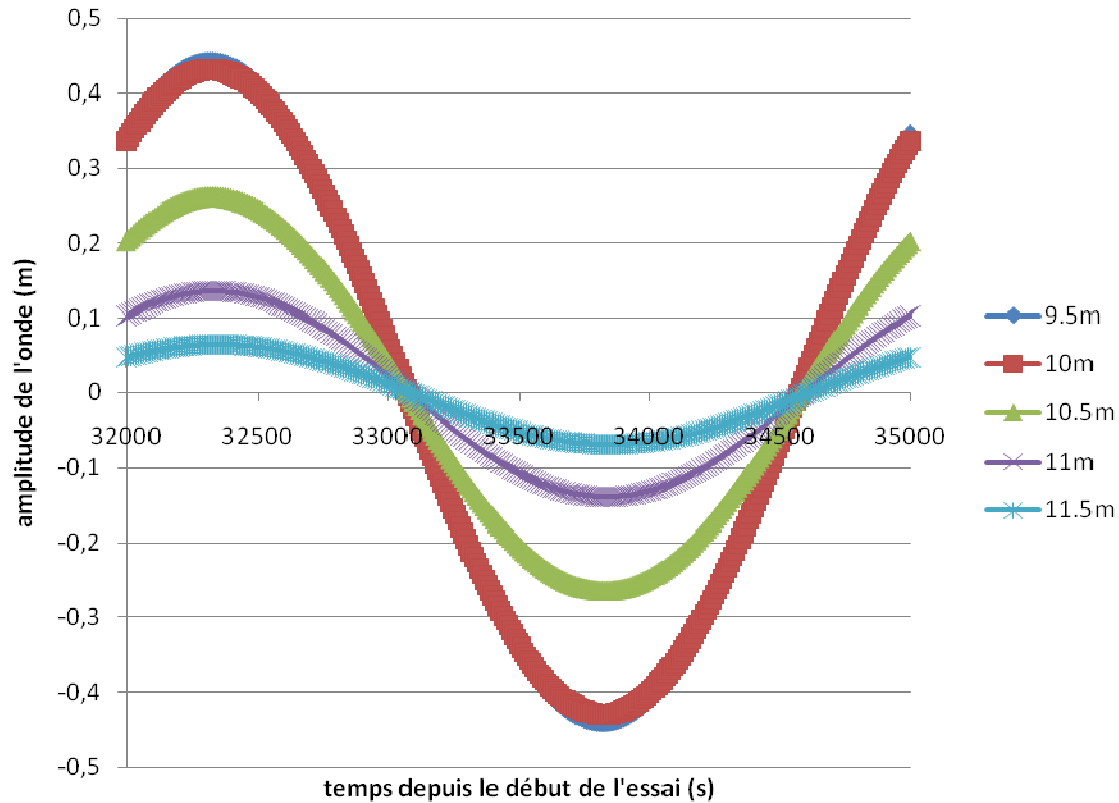


Figure 5-18 : Évolution de l'onde au niveau de la limite entre les deux couches en $y=-0.5\text{m}$

La limite entre la couche captive et la couche semi-perméable est en $x=10\text{m}$. On visualise ici la forte atténuation de l'onde au niveau de la limite : alors qu'entre 9.5m et 10m, les courbes sont presque confondues, à partir de 10.5m, l'atténuation est beaucoup plus rapide alors que tous les nœuds sont quasi équidistants. La propagation horizontale est donc perturbée à la limite entre les deux couches et on retrouve l'effet attendu de la couche intermédiaire (plus forts atténuation et déphasage que dans l'aquifère).

À 10m du puits, l'épaisseur de la couche intermédiaire est de 1m, comme dans un des cas étudiés dans la section précédente. On utilise ces résultats pour comparer le comportement de l'onde lorsque les limites sont différentes (figure 5-19).

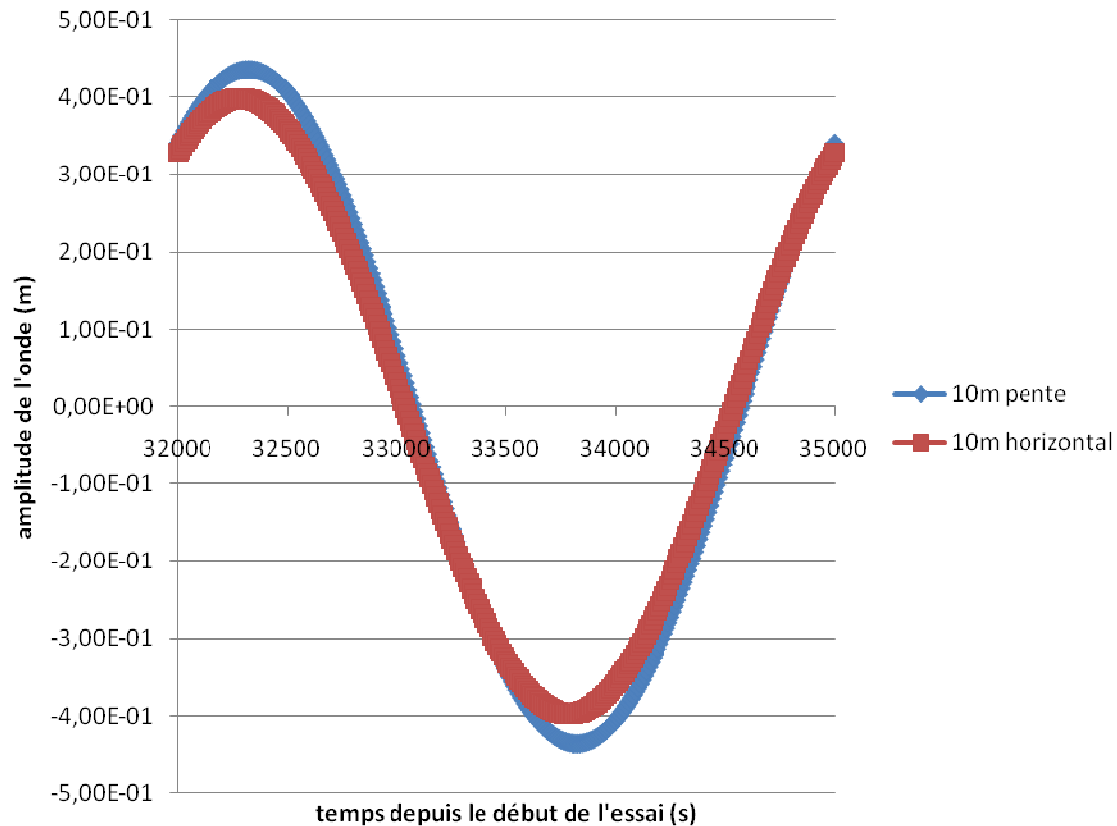


Figure 5-19 : Comparaison de la propagation de l'onde à 10m du puits, entre les cas en pente et horizontal

Le comportement de l'onde dans les deux cas est différent : l'atténuation de l'onde est plus faible et le déphasage plus grand dans le cas de l'onde en pente. Ceci s'explique par le fait que l'influence de la couche intermédiaire varie, car son épaisseur varie. La figure 5-13 a permis de montrer que l'épaisseur de l'onde a un effet contraire sur l'atténuation et le déphasage, que l'on retrouve ici.

Une configuration en pente complique l'analyse en faisant à nouveau varier le comportement de l'onde, par rapport à la nappe captive simple.

CONCLUSION

L'analyse des résultats obtenus dans les précédents chapitres montrent que tester un aquifère sur de grandes échelles est peu aisé, et dépend de nombreux paramètres, en dehors de ceux propres à l'aquifère.

L'emmagasinement des tuyaux et le temps de retard induit par les piézomètres en sont deux exemples. Les études proposées dans la bibliographie sont souvent des cas où des hypothèses sont prises pour simplifier le problème et trouver une solution analytique. Par exemple, Theis (1936) suppose que les tuyaux n'ont pas d'incidence sur un essai de pompage, ou Chapuis et Chenaf (2003) ne considèrent que l'emmagasinement du puits et des piézomètres. Deux études ont été menées afin tout d'abord d'étudier l'influence des piézomètres et du puits de pompage sur les essais in situ, et d'ensuite établir les bases de l'étude de la propagation d'une onde sinusoïdale forcée.

Les 4 essais de pompage ont permis de démontrer qu'il était nécessaire de combiner plusieurs théories pour pouvoir analyser correctement les données d'un essai de pompage. L'étude s'est limitée à deux facteurs qui semblent avoir un effet majeur sur le site d'étude. On aurait pu aussi considérer l'effet de peau par exemple, mais ce dernier ne semble pas avoir beaucoup d'incidence sur les résultats dans la mesure où tous les piézomètres à la même distance du puits donnent des résultats similaires.

Deux campagnes d'essais de pompage ont été menées sur le site instrumenté de Sorel, l'une à un débit de 7L/min, la seconde à un débit de 12L/min. A chaque fois, ces essais ont été réalisés sans et avec obturateurs, afin d'évaluer leur influence sur les valeurs calculées des paramètres de l'aquifère. Les résultats ont été traités en utilisant les méthodes de Theis, Cooper Jacob, de Singh et du rabattement en fonction de la distance afin d'estimer les valeurs de transmissivité et d'emmagasinement de l'aquifère.

L'aquifère étant supposé homogène, les valeurs devraient être constantes et indépendante en fonction de la distance au puits. Cependant, on observe que la transmissivité et l'emmagasinement varient en fonction de la distance au puits. La transmissivité augmente d'un facteur 10 entre les valeurs déterminées à 1m et celles déterminées à 21m, alors que

l'emmagasinement diminue d'un facteur 10 sur une même distance, quelle que soit la méthode et la direction. De plus, les deux campagnes ne donnent pas des valeurs identiques.

Afin d'isoler les piézomètres et le puits, et de limiter l'influence de leur emmagasinement, des obturateurs y sont installés. Les valeurs de l'emmagasinement de l'aquifère varient moins lorsque l'on s'éloigne du puits dans le cas avec obturateur que dans le cas sans obturateur (facteur 3 au maximum), alors que la transmissivité calculée garde le même comportement que celui des essais sans obturateur.

Ainsi, la mise en place d'obturateurs ne permet pas d'obtenir une valeur de transmissivité et d'emmagasinement uniforme à partir de tous les piézomètres. Cette variation peut être expliquée par le temps de retard entre la variation de pression dans l'aquifère et celle dans les piézomètres. Ce temps de retard est essentiellement dû au fait que les piézomètres ne soient pas crépinés sur toute leur hauteur.

Ces essais ont été modélisés sur SEEP afin de valider l'influence des deux effets sur les essais de pompage. Ils ont été réalisés en 3 étapes. La première étape montre que les essais avec obturateurs ne peuvent pas être modélisés par un aquifère homogène isotrope car seule les courbes à 6m sont superposées. La seconde étape consiste à appliquer un emmagasinement plus grand que celui de l'aquifère dans les piézomètres et comparer les résultats avec ceux obtenus sans obturateur. Ils montrent que l'emmagasinement des tuyaux ne peut pas, à lui seul, expliquer la variation spatiale des paramètres, principalement la variation de la transmissivité. La troisième étape consiste alors à appliquer à la fois l'emmagasinement dans les piézomètres et un anneau de conductivité hydraulique plus faible que celle de l'aquifère (afin de modéliser le temps de retard). En faisant varier ces deux paramètres, on finit par obtenir une concordance entre les résultats des simulations et ceux des essais terrains.

Il est alors possible de conclure que lors d'un essai de pompage, les piézomètres et le puits ont un effet non négligeable sur les résultats. Cet effet peut être atténué en limitant le nombre de piézomètres installés, leur diamètre ou en choisissant des piézomètres crépinés sur toute la hauteur de l'aquifère testé. Leur influence peut s'étendre à d'autres essais menés à grande échelle dans les aquifères, pendant lesquels le niveau d'eau varie dans les piézomètres. Les essais sinusoïdaux, présentés dans les deux chapitres suivants sont dans ce cas, puisque pendant ces

essais, une variation sinusoïdale contrôlée du niveau d'eau est appliquée, et on mesure alors l'évolution des paramètres de cette onde dans les piézomètres.

Même si les essais et les simulations ont montré que pour le cas de l'aquifère de Sorel deux effets ont une influence sur le rabattement dans les piézomètres, aucune théorie n'a pu être ici proposée. Il aurait fallu combiner les solutions proposées dans la bibliographie, mais les méthodes graphiques proposées pour tenir compte du temps de retard sont trop subjectives pour donner des résultats utilisables et la solution analytique proposée par Chapuis et Chenaf (2003) ne permet pas d'obtenir une bonne représentation de l'essai de pompage. La partie sur les essais de pompage montre que lors d'un essai, lorsque les piézomètres sont nombreux et non crépinés sur toute leur hauteur, les résultats obtenus en utilisant les méthodes usuelles d'analyse près du puits sont erronés. Loin du puits, l'effet des piézomètres et du puits est plus limité, et permet d'obtenir les paramètres de l'aquifère plus proches de la réalité.

La propagation d'une onde de pression sinusoïdale est basée sur l'équation de diffusion. A partir de cette équation différentielle et de différentes conditions initiales et aux limites, il est possible d'établir une solution théorique régissant le comportement de l'onde. Ce sont d'abord les cas de propagation de la marée dans des aquifères côtiers qui ont été analysés, en partant du cas simple d'un aquifère à nappe captive, à celui d'un aquifère s'étendant sous la mer, surmonté par une couche semi-perméable. Ces études ont montré que l'on gardait une forme sinusoïdale, en tenant compte d'un facteur d'atténuation d'onde et de déphasage. Ce sont ces deux valeurs qui sont utilisées pour déterminer la diffusivité hydraulique de l'aquifère.

En partant du même principe, des essais à ondes sinusoïdales forcées ont été étudiés numériquement et ont montré que l'onde garde le même comportement que lors de l'étude de la marée, dont la mauvaise propagation de l'onde dans les couches à nappe libre, l'atténuation de l'amplitude et l'augmentation du déphasage en fonction de la distance. En prenant en compte le rayon du puits, Saucier et al. (2009) ont déterminé la solution dans le cas d'un aquifère à nappe captive simple, qui a été utilisée comme base d'analyse sous SEEP.

La solution montre que l'onde se propage plus lorsque la conductivité hydraulique du massif est plus grande et lorsque son emmagasinement est petit ou que son module élastique est élevé. L'amplitude et le déphasage de l'onde initiale influencent aussi la distance de propagation en l'augmentant avec eux. La solution et les simulations ont été utilisées pour proposer deux

méthodes de détermination de la diffusivité, à partir du déphasage et de l'atténuation de l'amplitude. La première méthode, graphique, permet d'estimer si le choix des paramètres de l'onde est judicieux et donne un ordre de grandeur de la diffusivité. La seconde, numérique, utilise les valeurs de déphasage ou d'atténuation pendant l'état stationnaire, et permet d'obtenir une bonne estimation de la diffusivité de l'aquifère.

Deux nouvelles configurations ont été examinées : le système d'aquifères et la limite entre l'aquifère à nappe captive et celui à nappe semi-perméable en pente. Dans le premier cas, l'influence des couches entourant la couche à nappe captive est grande, quels que soient les paramètres de ces couches. En effet, lorsqu'elles sont de fortes conductivités hydrauliques, de grandes épaisseurs ou de faibles emmagasinement, elles influencent fortement le déphasage, alors que pour l'atténuation d'amplitude c'est le comportement inverse. Cela rend l'étude de la propagation d'onde plus difficile, car il est alors nécessaire de connaître à l'avance les paramètres des couches entourant la couche à nappe captive. Si tel n'est pas le cas, on utilise alors la solution obtenue dans le cas de la nappe captive simple, pour l'atténuation d'amplitude et le déphasage, et on utilise la valeur de la diffusivité qui correspond le mieux au cas étudié.

Les essais de propagation d'onde sinusoïdale sont cependant sujets aux mêmes limitations que les essais de pompage, puisque le signal d'entrée est toujours créé dans le puits et que les variations de charge sont toujours mesurées dans les piézomètres. Cependant, ils montrent des avantages par rapport aux essais de pompages traditionnels. Les essais, comme la marée, utilisant de grandes périodes permettent d'obtenir des valeurs des paramètres de l'aquifère sur de grandes distances, sans avoir à pomper de grands volumes d'eau. De plus, il est possible d'obtenir une meilleure estimation des variations de la diffusivité de l'aquifère, en utilisant les piézomètres alignés avec le puits. Le choix de l'amplitude et de la phase de l'onde forcée dans le puits est importante, afin d'optimiser le temps de l'essai, de limiter l'impact sur les couches entourant l'aquifère, et d'obtenir des données sur une distance suffisante. Cependant, les simulations ont montré que quelque soit la configuration des couches entourant l'aquifère étudié, elles ont un effet sur l'onde, que le modèle analytique proposé par Saucier et al. (2009) ne prend pas en compte. Il reste tout de même la possibilité d'utiliser ce modèle, en supposant que les couches ont de l'effet que sur un des paramètres de l'onde. Cela demande de connaître au préalable les paramètres de l'aquifère, ou au moins la géologie du site.

C'est pourquoi, les essais de type sinusoïdaux pourraient être utilisés en complément des essais de pompage. En utilisant une onde dans un puits, on pourrait obtenir des variations locales de la diffusivité entre les piézomètres, à partir de la variation de l'amplitude et du déphasage. En effet, en considérant un piézomètre (P) comme s'il était le puits d'entrée, il est possible de comparer l'amplitude et le déphasage dans les autres piézomètres alignés avec le puits et P, avec celle dans P et ainsi obtenir plusieurs valeurs de diffusivité pour l'aquifère.

BIBLIOGRAPHIE

- Bernoulli, D. (1738). *Hydrodynamica*. Sumptibus Johannis Reinholdi Dulsecker.
- Black, J. H., Kipp, Jr. K.L. (1977). Observation well response time and its effect upon aquifer test results. *Journal of Hydrology*, vol. 34, issue 3-4, pp. 297-306.
- Black, J.H., Kipp, Jr K. L. (1981). Determination of hydrogeological parameters using sinusoidal pressure tests: a theoretical appraisal. *Water Resources Research*, 17(3) : 686-692.
- Boussinesq, J. (1877). *Essai sur la théorie des eaux courantes*. Mémoires présentes par divers savants à l'Académie des sciences, Paris, Imprimerie Nationale, p. 252.
- Boussinesq J, 1904. Recherches theoretique sur l'ecoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le debit des sources. *J. Math. Pure Appl.* 10 (5): 5-78.
- Bredehoeft, J.D. (1967). Response of well-aquifer systems to earth tides. *J Geophys Res*, 72:3075–3087.
- Carr, P. A., Van Der Kamp, G. S. (1969). Determining aquifer characteristics by the tidal method. *Water Resources Research*, Vol. 5, No. 5.
- Chapuis, R. P. (1994). Assessment of methods and conditions to locate boundaries: I. one or two straight impervious boundaries. *Ground Water* Vol. 32, No. 4.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D. (2003). Effects of monitoring and pumping well pipe capacities during tests in confined aquifers. *Canadian Geotechnical Journal*, 40:6, 1093-1103.
- Chapuis, R. P., Bélanger, C., Chenaf, D. (2006). Pumping test in a confined aquifer under tidal influence. *Ground Water*, Vol.44, No. 2.
- Chapuis, R. P. (2007). *Guide des essais de pompage et leur interprétation*.
- Cooper, H.H. Jr., Jacob, C.E. (1946). A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. *Transactions, American Geophysical Union*, 27(4) : 526-534.
- Dallaire, V. (2004). Étude des effets d'échelle dans un aquifère alluvionnaire, mémoire de maîtrise de sciences appliquées, département des génies civil, géologique et des mines.
- De Cazenove, E. (1971). Ondes phréatiques sinusoidales. *La houille blanche*. 26 :106-116.

Dufour, M. And Chapuis, R.P. (2009). Étude par éléments finis de la propagation d'une onde de pression sinusoïdale dans un aquifère à nappe captive. Proceedings, 62nd Canadian Geotechnical Conference, Halifax, Sept. 20-24, 2009, in print.

Dupuit, J. (1863). Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2^{ème} édition, Dunod.

Ferris, J. G. (1951). Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility. I.A.S.H., General Assembly in Bruxelles.

Hailong, Li, Jiu Jimmy Jiao (2003). Influence of the tide on the mean watertable in an unconfined, anisotropic, inhomogeneous coastal aquifer. *Advances in Water Resources* 26, pp. 9-16.

Hongbing Sum, (1997). A two dimensional analytical solution of groundwater response to tidal loading in an estuary, *Water Resources Research*, vol. 33, No 6, pages 1429-1435.

Hvorlsev, M.J. (1951). Time lag and soil permeability in groundwater observations, U.S. Army, Corps. Eng. Waterw. Exp. Bull. No. 36, 50pp.

Jacob, C. E. (1940). On the flow of water in an elastic artesian aquifer. *American Geophysical Union*. 21: 574–586.

Jacob, C.E. (1950). Flow of groundwater³ *Engineering hydraulics*. John Wiley, New York, pp. 321-386.

Jacob, C. E., & Cooper, H. H., Jr. (1946). A generalised graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Transactions, American Geophysical Union*, 27(4), 526-534.

Jiao, J.J., Tang, Z.H. (1999). An analytical solution of groundwater response to tidal fluctuation in a leaky confined aquifer. *Water Resources Research* 35(3), 747-751.

Knight, J. H. (1981). Steady periodic flow through a rectangular dam. *Water Resources Research*, Vol.17, No. 4, pp. 1222-1224.

Li, L., Barry, D.A., Cunningham, C., Stagnitti, F., Parlange, J.-Y. (2000). A two dimensional analytical solution of groundwater responses to tidal loading in an estuary and ocean. *Advances in Water Research*, vol. 23, num. 8, p. 825-833.

- Li, Jiao J. (2001a). Tide-induced groundwater fluctuation in a coastal leaky confined aquifer system extending under the sea. *Water Resources Research*, Vol. 37, No. 5, Pages 1165-1171.
- Li, Jiao J. (2001b). Analytical studies of groundwater-head fluctuation in a coastal aquifer overlain by a semi permeable layer with storage. *Advances in Water Resources*, 24(5), 565-573.
- Li H. L., Li G. Y., Chen J. M., Boufadel, M. C. (2007). Tide-induced head fluctuations in a confined aquifer with sediment covering its outlet at the sea floor. *Water Resources Research*, vol. 43, n°3.
- Maas, C., De Lange, W. J. (1987). On the negative phase shift of groundwater tides near shallow tidal rivers-The Gouderak anomaly. *Journal of Hydrology* 92, 333-349.
- Malama, B., Barrash, W. (2009). Flow in the neighborhood of a confined aquifer observation well. *Journal of hydrology* 364, 107-114.
- Marsoud, B., Mangin, A., Bel, F. (1993). Estimation des caractéristiques physiques d'aquifères profonds à partir de l'incidence barométrique et des marées terrestres. *Journal of Hydrology*, 144, 85-100.
- Melchior, P. (1978). *The tides of the planet Earth*. Pergamon, Paris, 609 pp.
- Papadopoulos, I., Cooper, H. (1967). Drawdown in a well of large diameter. *Water Resources Research*, vol. 3, no. 1, pp. 241-244.
- Park, E., Zhan, H. (2002). Hydraulics of a finite-diameter horizontal well with wellbore storage and skin effect, *Advances in water resources* 25 (2002) 389-400.
- Pasandi, M., Samani, N., Barry, D. (2008). Effect of wellbore storage and finite thickness skin on flow to a partially penetrating well in a phreatic aquifer. *Advances in water resources*, 31, 383-398.
- Rasmussen T., C., Haborak, K. G., Young M. H. (2003). Estimating aquifer hydraulic properties using sinusoidal pumping at the Savannah River site, South Carolina, USA. *Hydrogeology Journal* 11 :466-482.
- Razack, M., Drogue, C., Romariz, C., Almeida, C. (1980). Étude de l'effet de marée océanique sur un aquifère carbonate côtier (Miocène de l'Algrave-Portugal). *Journal of Hydrology*, 45, pp.57-69.

Ren, Y.K., Tang, Z.H., Zhao, L.C. (2008). Tide induced groundwater head fluctuations in a coastal aquifer system with a suboutcrop covered by a thin silt layer. *Hydrological Processes*, Volume 22, Issue 5, Pages: 605-610.

Ritzi, R. W., Sorooshian, S., Hsieh, P. A. (1991). The estimation of flow properties from the response of water levels in wells to the combined atmospheric and earth tide forces. *Water resources research*, vol. 27, no. 5, pages 883-893.

Rojstaczer, S. (1998). Determination of fluid flow properties from the response of water levels in wells to atmospheric loading, *Water Resources Research*, Vol. 24, No. 11.

Rotzoll, K., El-Kado Aly, I., Gingericj, S. B. (2008). Analysis of an Unconfined Aquifer Subject to Asynchronous Dual-Tide Propagation. *Ground Water*, Vol. 46, No.2, pp. 239-250.

Rushton, K. R., Singh, V. S. (1983). Drawdown in large diameter wells due to decreasing abstraction rates. *Ground Water*, vol. 21, No. 6, November/december 1983.

Saucier, A., Frappier, C., And Chapuis, R.P. (2009). Sinusoidal oscillations radiating from a cylindrical source in thermal conduction or ground water flow: closed-form solutions. Submitted, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

Singh, S.K. (2000a). Simple method for confined-aquifer parameter estimation. *Journal of irrigation and drainage engineering*. Vol. 126, Issue 6, pp. 404-407, November/December 2000.

Singh, V. S. (2000b). Well storage effect during pumping test in an aquifer of low permeability, *Hydrological sciences*, 45 (4).

Teo, H. T., Jeng, D. S., Seymour, B.R., Barry, D.A., Li, L. (2003). A new analytical solution for water table fluctuations in coastal aquifers with sloping beaches, *Advances in water resources*. 26, pp. 1239-1247.

Thiem G. (1906). *Hydrologische Methoden*, Gebhardt, Leipzig, 56 pages.

Theis, C. V. (1935). The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. *Transactions, American Geophysical Union*, 2, pp. 519-524.

Towley Lloyd, R. (1995). The response of aquifers to periodic forcing. *Advances in Water Resources*, Vol. 18, No. 3, pp.125-146.

Trefy, M. G. (1999). Periodic forcing in composite aquifers. *Advances in Water Resources*, Vol. 22, Issue 6, pp. 645-656.

Van Der Kamp, G. (1972). Tidal fluctuations in a confined aquifer extending under the sea. *Proc. Int. Geol. Congr.*; 24, 101-106.

Van Der Kamp, G., Gale, J. E. (1983). Theory of earth tide and barometric effects in porous formations with compressible grains. *Water Resources Research*, Vol. 19, No. 2, pp 538-544.

Wiley J. & Sons, (1981) .Flow of ground water. Jacob C.E., *Engineering hydraulics*, proceedings of the 4th hydraulic conference, edited by H. Rouse, , Inc., New York, pp. 321.386.

Xia Y., Li H., Boufadel, M. C., Guo Q., Li G. (2007). Tidal wave propagation in a coastal aquifer : effects of leakage through its submarine outlet-capping and offshore roof. *Journal of Hydrology* 337, 249-257.

Zekai, S. (2002). Drawdown distribution around large diameter well in double porosity medium. *Journal of Hydrologic Engineering*. Vol. 7, No. 1, January/February 2002, pp. 90-96.